

Ivan Alberti Andrzejewski

**Estudo e Dimensionamento de
Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina, como
requisito parcial para a obtenção do
título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof.º Dr.º Jano d'Araujo Coelho

Florianópolis
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Andrzejewski, Ivan Alberti

Estudo e dimensionamento de fundações profundas por
estacas tipo raiz / Ivan Alberti Andrzejewski ;
orientador, Jano d'Araujo Coelho - Florianópolis, SC, 2015.
125 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Geotecnia. 3. Fundações. 4.
Estacas tipo raiz. 5. Métodos semi-empíricos. I. Coelho,
Jano d'Araujo. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Ivan Alberti Andrzejewski


**Estudo e Dimensionamento de
Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 10 de julho de 2015

Prof.º Dr.º Luis Alberto Gómez
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Prof.º Dr.º Jano d'Araujo Coelho
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.º Dr.º Daniel Domingues Loriggio
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Venicio Edson Petroski
Unibase Fundações

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao Professor Dr.º Jano d'Araújo Coelho por compartilhar parte do seu vasto conhecimento técnico com dedicação e paciência durante a orientação deste trabalho.

Agradeço a empresa Unibase Fundações, em especial Eng.º Venicio Edson Petroski, por me receber como estagiário durante o desenvolvimento do presente trabalho, permitindo expandir de maneira prática meu conhecimento sobre o assunto.

Aos colegas de curso, em especial aos que tive o prazer de estabelecer uma grande amizade que levarei para toda a vida.

Aos meus eternos amigos do *Ligadão*, pelos momentos de descontração e apoio que nunca faltaram.

Agradeço a Monique Albers Araújo pelo companheirismo e amor depositado em mim no últimos anos. Obrigado pela paciência e suporte durante a realização deste trabalho.

Agradeço os meus irmãos Edgar Alberti Andrzejewski e Natalia Alberti Andrzejewski Silva por me inspirarem e por serem meus parceiros durante grande parte da minha vida.

Em especial, agradeço meus pais Ricardo Hey Andrzejewski e Solange Alberti Andrzejewski por serem quem são. Por acreditarem em mim e se dedicarem todos os dias para me fazer um ser humano melhor. Por serem tolerantes e educadores. Por serem meu exemplo como profissionais e pessoas.

“Seja tão forte que nada possa perturbar a paz da
sua mente”

Mestre Carlos Gracie

RESUMO

Devido a natureza dos solos de fundações, sua grande variabilidade e anisotropia natural, o pleno entendimento de seu comportamento ainda não é possível na engenharia. Prova disso é a utilização de metodologias predominantemente empíricas e a frequente necessidade de se modificar os projetos das estruturas de fundações quando são verificadas condições nos solos diferentes do previsto, sobretudo na presença de blocos de rocha não detectados nas investigações geotécnicas. O trabalho a seguir apresenta uma revisão bibliográfica sobre investigações geotécnicas, tipos de fundações e análises pertinentes para concepção de um projeto apropriado. Posteriormente é apresentado um estudo de caso, no qual se fez o uso de estacas tipo raiz para solucionar problemas ocorridos durante a execução de estacas tipo hélice contínua monitorada de um edifício. Através de métodos semi-empíricos foi realizado o dimensionamento da capacidade de carga de estacas do tipo raiz e o cálculo da armadura necessária para suportar os carregamentos impostos pela superestrutura. A adoção destes métodos levaram a simplificações e estimativas de parâmetros de cálculo a favor da segurança, que induziram a resultados de capacidade de carga conservadores, mas sem afetar a viabilidade do empreendimento.

Palavras-chave: Geotecnia. Fundações. Estaca tipo Raiz. Métodos Semi-Empíricos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ensaio de penetração dinâmica SPT.....	31
Figura 2 - Execução do ensaio CPT	34
Figura 3 - Diferença entre fundação superficial e profunda de acordo com mecanismo de ruptura.....	35
Figura 4 – Formas usuais de uma sapata isolada.....	36
Figura 5 - (a) Tubulão sem revestimento, (b) Tubulão com revestimento de concreto, (c) Tubulão com revestimento metálico.....	37
Figura 6 - Tubulão pneumático	38
Figura 7 - Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo	39
Figura 8 - Execução de estacas cravadas de concreto armado pré-moldado.....	40
Figura 9 - Execução de estaca tipo Strauss: (a) escavação, (b) limpeza do furo, (c) concretagem após a colocação da armadura, (d) estaca pronta.....	41
Figura 10 - Execução de estaca escavada mecanicamente	42
Figura 11 - Sequência executiva de uma estaca tipo hélice contínua: perfuração, concretagem e instalação da armadura	43
Figura 12 - Panorama do canteiro durante a execução da EHC	43
Figura 13 - Execução de microestaca: (a) perfuração, (b) colocação da armadura, (c) formação da bainha, (d) injeção sob pressão.	44
Figura 14 - Análise da reação da estaca sob carregamento transversal: (a) reação real do solo e (b) modelada pela Hipótese de Winkler.	47
Figura 15 - Efeito Tschebotarioff.....	47
Figura 16 - Sobrecarga e atrito negativo em estacas	48
Figura 17 - Tensões impostas ao solos de uma estaca isolada e um grupo de estacas.....	51
Figura 18 - Estaqueamentos planos segundo Nökkentved	53
Figura 19 - Diagrama de esforço normal na estaca	68
Figura 20 - Tensões de: (a) resistência de ponta (b) resistência lateral.	69
Figura 21 - Ensaio de integridade de estacas (PIT)	71
Figura 22 - Instalação dos sensores de medição.....	73
Figura 23 – Ensaio de carregamento dinâmico	74
Figura 24 - Prova de carga estática	75
Figura 25 - Exemplo de uma curva carga x recalque	76
Figura 26 - Locação do bairro Córrego Grande em Florianópolis/SC ..	79
Figura 27 - Fundação sobre bloco de rocha.....	81
Figura 28 - Matacão retirado do subsolo da obra	81

Figura 29 - (a) configuração inicial do estaqueamento do pilar PY; (b) estaqueamento alterado após inviabilidade executiva.....	82
Figura 30 - Projeto inicial de estaqueamento do pilar PX.....	83
Figura 31 - Resistência de ponta do sistema estaca-rocha em estudo aos 15 metros de profundidade.....	92
Figura 32 - Resistência por atrito lateral do sistema estaca-rocha em estudo aos 15 metros de profundidade.....	93
Figura 33 - Resistência total do sistema estaca-rocha em estudo aos 15 metros de profundidade.....	93
Figura 34 - Parcelas de influência na capacidade de carga total – Cabral (1986).....	94
Figura 35 - Parcelas de influência na capacidade de carga total – Brasfond (1991)	94
Figura 36 - Parcelas de influência na capacidade de carga total - Cabral-Antunes (2000).....	95
Figura 37 - Cargas usuais de acordo com o tipo de estaca.....	97
Figura 38 - Cargas admissíveis máximas para estaca tipo raiz	102
Figura 39 - Detalhamento da armadura da estaca tipo raiz proposta ...	104
Figura 40 - Configuração final do bloco PX para a solução proposta por estacas tipo raiz	105
Figura 41 - Detalhamento do fuste da estaca tipo raiz proposta	105
Figura 42 - Materiais para execução de estaca tipo raiz	107
Figura 43 - Posicionamento do equipamento e verificação da verticalidade.....	108
Figura 44 - Tubos de revestimento	109
Figura 45 - Perfuração com tubo de revestimento	110
Figura 46 - Colocação do martelo de fundo para perfuração em rocha	111
Figura 47 - Martelo de fundo	112
Figura 48 - Colocação da armadura	113
Figura 49 - Preparo da argamassa	114
Figura 50 - Lançamento da argamassa.....	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número mínimo de sondagens para construção de edifícios	30
Tabela 2 - Índice de qualidade da rocha - RQD	33
Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2	56
Tabela 4 - Coeficiente K e razão de atrito α	57
Tabela 5 - Coeficiente característico do solo C.....	59
Tabela 6 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	59
Tabela 7 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	60
Tabela 8 - Fator β_0	61
Tabela 9 - Fatores β_1 e β_2	61
Tabela 10 - Valores de α e β em função do tipo de solo	63
Tabela 11 - Coeficiente de correlação β_p	64
Tabela 12 - Valores indicativos de σ_c	64
Tabela 13 - Fator multiplicador em relação a limpeza de estaca e qualidade da rocha de apoio	65
Tabela 14 - Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca.....	70
Tabela 15 - Carregamentos provenientes do pilar PX.....	83
Tabela 16 - Carregamento na estaca PX-h	84
Tabela 17 - Diâmetros equivalentes de estaca tipo raiz.....	109

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca tipo raiz pelo método Cabral (1986).....	87
Quadro 2 - Dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca tipo raiz pelo método Brasfond (1991).....	89
Quadro 3 – Dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca tipo raiz pelo método Cabral-Antunes (2000).....	91

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	OBJETIVO GERAL	25
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
1.3	JUSTIFICATIVA	26
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	29
2.1.1	SPT	30
2.1.2	Sondagem Mista	32
2.1.3	CPT	33
2.2	FUNDAÇÕES	34
2.2.1	Fundações rasas ou superficiais	34
2.2.2	Fundações profundas	36
2.2.2.1	Tubulões	36
2.2.2.2	Estacas	38
2.2.2.2.1	Estacas Escavadas	40
2.2.2.3	Estaca tipo raiz	44
2.2.2.3.1	Histórico	45
2.2.2.3.2	Vantagens e desvantagens	45
2.3	CARREGAMENTO TRANSVERSAL DE ESTACAS	46
2.4	ATRITO NEGATIVO EM ESTACAS	48
2.5	EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS	49
2.5.1	O efeito de grupo em termos da capacidade de carga	50
2.5.2	O efeito de grupo em termos de recalques	51
2.5.3	O efeito de grupo em termos da distribuição de cargas	52
2.6	CAPACIDADE DE CARGAS AXIAIS EM ESTACAS	53
2.6.1	Métodos semi-empíricos	55
2.6.1.1	Método Aoki-Velloso (1975)	55
2.6.1.2	Método Décourt-Quaresma (1978)	58
2.6.1.3	Método Cabral (1986)	60
2.6.1.4	Método Brasfond (1991)	62
2.6.2	Considerações de estacas sobre rocha	63
2.6.2.1	Método Cabral-Antunes (2000)	63
2.7	RECALQUE EM ESTACAS	65
2.7.1	Método de Aoki e Lopes (1985)	66
2.8	ANÁLISE DE INTEGRIDADE E DESEMPENHO DE ESTACA	71
2.8.1	Ensaio de integridade em estacas (PIT)	71

2.8.2	Ensaio de carregamento dinâmico - PDA.....	72
2.8.3	Prova de carga estática	74
3	ESTUDO DE CASO	79
3.1	INTRODUÇÃO.....	79
3.2	DESCRIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO.....	79
3.2.1	Localização do campo de estudo.....	79
3.2.2	Características geotécnicas do campo	80
3.2.3	Características do empreendimento.....	80
3.2.4	Execução da fundação por estacas tipo Hélice Contínua ..80	
3.2.5	Características das estacas em estudo.....	82
3.3	DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TIPO RAIZ.....	84
3.3.1	Características dos elementos projetados	84
3.3.2	Previsão da capacidade de carga pelo método Cabral (1986) 85	
3.3.3	Previsão da capacidade de carga pelo método Brasfond (1991) 88	
3.3.4	Previsão de capacidade de carga pelo método Cabral-Antunes (2000).....	90
3.3.5	Análise da carga admissível dos elementos de fundação ..92	
3.4	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO ESTRUTURAL DA ESTACA TIPO RAIZ PROPOSTA	97
3.5	PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS DE ESTACAS TIPO RAIZ106	
3.5.1	Serviços preliminares	106
3.5.2	Locação da estaca e posicionamento da perfuratriz.....	107
3.5.3	Perfuração.....	108
3.5.4	Colocação da armadura	112
3.5.5	Injeção da argamassa.....	113
3.5.6	Retirada do revestimento	115
3.5.7	Registro da qualidade dos serviços.....	115
3.5.8	Preparo da cabeça da estaca.....	115
4	CONCLUSÃO.....	117
5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	119
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
	ANEXO A.....	125

1 INTRODUÇÃO

Em muitas situações na construção de edifícios e estruturas de um modo geral, são verificadas problemas associados a erros de projeto e a erros de execução em decorrência da falta de conhecimento do subsolo, tornando-se necessárias alterações no projeto e, em alguns casos, reforços nas fundações.

As soluções utilizadas nestes casos são muito variadas dependendo do tipo de solo, do tipo de fundação existente, das solicitações da estrutura, do espaço físico disponível para a execução destas alterações ou reforços e dos custos de cada solução.

As estacas tipo raiz destacam-se nas soluções de muitos destes problemas de fundações, especialmente para reforçar estruturas com recalques diferenciais excessivos e em fundações com problemas de execução.

Desenvolvida inicialmente na Itália apenas para reforço de fundação, hoje a estaca tipo raiz já se caracteriza como sendo uma fundação profunda de grande capacidade de carga frente às demais. O desenvolvimento tecnológico no setor vêm permitindo o uso dessa alternativa em quase qualquer tipo de solo, obedecendo aos critérios de execução de fundações em meios urbanos com baixa emissão de ruído, pouca vibração e boa mobilidade do equipamento.

Desta forma, o presente trabalho aborda um caso real do uso de estaca tipo raiz como alternativa à inviabilidade de utilização de estacas tipo hélice contínua, para a fundação de um edifício em um terreno com presença de alteração de rocha.

1.1 OBJETIVO GERAL

Busca-se pelo presente trabalho, a partir de uma revisão bibliográfica e um estudo de caso real, expandir o acervo de documentos sobre fundações de edifícios, em especial por estacas tipo raiz, através do dimensionamento da capacidade de carga por métodos semi-empíricos, carga admissível e armadura necessária para resistir aos esforços solicitantes.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Apresentar um estudo bibliográfico acerca das investigações geotécnicas mais usuais no mercado;

- Apresentar um estudo bibliográfico sobre fundações, em especial as profundas, abordando brevemente as tecnologias existentes;
- Apresentar um estudo bibliográfico referente aos principais aspectos de análise para concepção de um projeto de fundações por estacas como: carregamento transversal, *efeito Tschebotarioff*, atrito negativo e efeito de grupo;
- Apresentar um estudo bibliográfico das principais metodologias semi-empíricas utilizadas para cálculo da capacidade de carga de estacas tipo raiz e estaca em rocha;
- Apresentar um estudo bibliográfico referente a teoria e cálculo da previsão de recalques em estaca;
- Apresentar um estudo bibliográfico das principais metodologias de análise de integridade e desempenho de estacas para edifícios;
- Realizar um estudo de caso aplicando 3 (três) metodologias de cálculo semi-empírico para dimensionar a capacidade de carga de estacas tipo raiz e realizar, posteriormente, o dimensionamento e detalhamento estrutural;
- Desenvolver uma análise e discussão dos resultados obtidos entre os diferentes métodos a fim apresentar o valor mais adequado;
- Apresentar um estudo bibliográfico e prático sobre o processo de execução de estaca tipo raiz de edifícios.

1.3 JUSTIFICATIVA

A realização deste trabalho foi motivado pelo grande interesse do autor na engenharia de fundações e a vontade de aprofundar os conhecimentos na área.

Logo, a partir de uma revisão bibliográfica mais ampla, foi realizado um estudo da substituição de estacas tipo hélice contínua por estacas tipo raiz quando se verifica condições de solo diferentes das previstas em projeto.

A escolha do estudo de caso proposto se justifica por ser recorrente na prática o uso de estacas deste tipo como principal alternativa de fundação profunda, em casos de terrenos com presença de blocos de rocha, aliado com a experiência prática obtida pelo autor em canteiros de obras de fundações.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho a seguir está estruturado em seis capítulos, distribuídos na seguinte ordem:

O primeiro capítulo contempla a introdução, objetivo geral, objetivos específicos, justificativa e esta estrutura do trabalho.

O segundo capítulo se refere a revisão bibliográfica sobre fundações. Está dividido em quatro níveis de itens e subitens que explanam sobre: investigações geotécnicas usuais, fundações rasas, fundações profundas, estaca raiz, principais fatores de relevância na uma concepção de um projeto de fundação profunda, métodos de dimensionamento para capacidade de carga e recalque e, por último, análise de integridade e desempenho de estacas.

O terceiro capítulo é composto pelo estudo de caso, onde é apresentado informações relevantes sobre o local e a obra. Posteriormente é apresentado o dimensionamento da capacidade de carga de estacas tipo raiz por métodos semi-empíricos e feita análise dos resultados obtidos, para subsequente dimensionamento e detalhamento estrutural. Por último são apresentados procedimentos executivos de estacas tipo raiz.

No quarto capítulo, apresentam-se as conclusões do estudo.

No quinto capítulo estão as sugestões para trabalhos futuros, que complementariam informações presentes neste texto.

No sexto capítulo estão as referencias bibliográficas utilizadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O projeto e a execução de uma fundação exige pleno conhecimento do local e do solo onde será construída a edificação. É na etapa de investigação geotécnica em que são levantadas as informações necessárias para a correta identificação e classificação das diversas camadas componentes do subsolo, que viabiliza bom entendimento do comportamento da fundação.

Estas informações são de grande importância nos projetos de fundações, influenciam significativamente no cálculo das tensões admissíveis dos solos, escolha do tipo de fundação a ser adotada, cota de arrasamento do elemento de fundação e dimensionamento da fundação através da previsão de recalques e da estimativa da capacidade de carga de ruptura.

A identificação e a caracterização do solo para fins construtivos, tanto pode ser feito por ensaios de laboratório quanto por ensaios de campo. Entretanto, na prática, são os ensaios de campo que possuem maior utilização na engenharia de fundações, restringindo o uso de ensaios de laboratórios para casos específicos.

Os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações de estruturas são:

- Poços;
- Sondagens a trado;
- Sondagens a percussão com SPT;
- Sondagens rotativas;
- Sondagens mistas;
- Ensaio de cone (CPT);
- Ensaio pressiométrico (PMT) (VELLOSO & LOPES, 2011).

O número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo (ABNT, 1983). Além disso, a NBR 8036:1983 (Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios) estabelece um número mínimo de sondagens de acordo com o tamanho da construção:

Tabela 1 - Número mínimo de sondagens para construção de edifícios

ÁREA DE PROJEÇÃO DO EDIFÍCIO	NÚMERO MÍNIMO DE SONDAGENS
até 200 m ²	2
de 200 m ² a 600 m ²	3
de 600 m ² a 800 m ²	4
de 800 m ² a 1000 m ²	5
de 1000 m ² a 1200 m ²	6
de 1200 m ² a 1600 m ²	7
de 1600 m ² a 2000 m ²	8
de 2000 m ² a 2400 m ²	9
acima de 2400 m ²	varia de acordo com o projeto

Fonte: adaptado da NBR 8036:1983

A profundidade da sondagem é definida pela cota em que o solo não é mais solicitado significativamente (menos que 10% da pressão geostática efetiva) pelas cargas estruturais e que inclua todas as camadas questionáveis como apoio para a fundação. Este parâmetro varia de acordo com o tipo de edifício, das características particulares de sua estrutura, de suas dimensões em planta, da forma da área carregada e das condições geotécnicas e topográficas locais.

No Brasil, os processos de investigações de campo de maior utilização é a sondagem a percussão com SPT (*Standart Penetration Test*), Ensaio de Cone (CPT - *Cone Penetration Test*) e, nos casos de subsolo com presença de obstáculos, Sondagens Mistas.

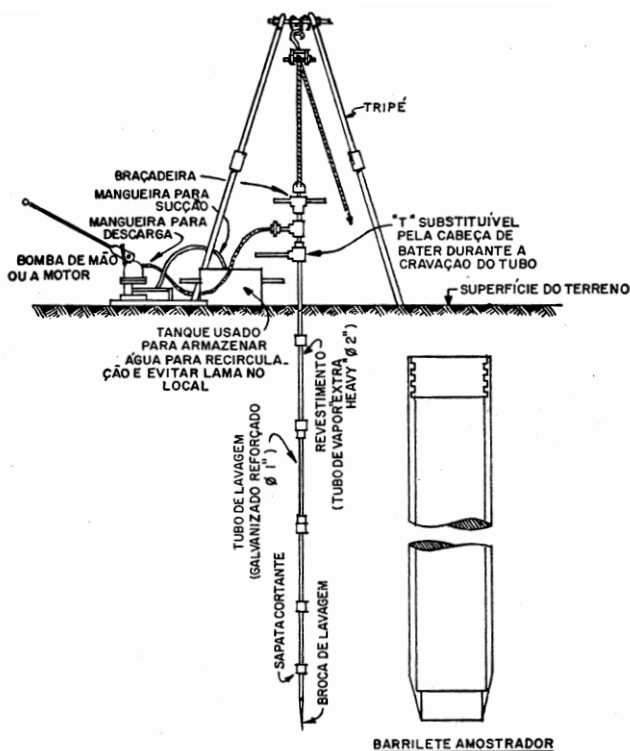
2.1.1 SPT

As sondagens a percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros, que avançam na medida em que o solo é perfurado e extraído por um trado. No caso de perfurações abaixo do nível da água ou em solos instáveis, a sondagem segue com auxílio de um trépano normatizado que desagrega o solo, que é removido por circulação de água (lavagem). Este tipo de sondagem não ultrapassa matacões, blocos de rocha, alterações rochosas e solos residuais jovens muito compactos.

O ensaio de penetração dinâmica, mais conhecido como SPT, surgiu nos Estados Unidos e hoje é o ensaio *in situ* mais utilizado em

todo o mundo. No Brasil o método é normatizado pela NBR 6484:2001 da ABNT e executado a cada metro de subsolo durante a sondagem a percussão. Seu processo consiste na cravação de um amostrador (padronizado pela NBR 6484:2001) por meio da queda de um martelo de 65 kgf, também padronizado, a uma altura de 75 cm de altura (Figura 1). São registrados os números de golpes (quedas) necessários para cravar 45 cm, segmentado em 3 seções de 15 cm cada. O número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do segmento é chamado de N_{SPT} e representa um indicador de resistência do solo, utilizado no cálculo da capacidade de carga deste substrato. É importante destacar que primeiro metro de solo é desprezado do ensaio por não ter representatividade em fundações profundas.

Figura 1 - Ensaio de penetração dinâmica SPT



Fonte: Caputo (1974)

O tipo de amostra obtida pelo ensaio de penetração dinâmica é caracterizado como amostra deformada (podendo ser indeformada com o uso de amostradores específicos para este fim) e devem ser sempre devidamente acondicionada e identificada para posterior análise.

De acordo com a NBR 6484:2001, para o sucesso de uma sondagem a percussão com SPT deve-se atingir os seguintes objetivos: determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água e dos índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro.

2.1.2 Sondagem Mista

Na ocorrência de elementos de rocha (como matacões), que precisem ser ultrapassados no processo de investigação, ou que precisem ser caracterizados, utilizam-se sondagens rotativas.

O processo de perfuração consiste, basicamente, em fazer girar as hastes (pelo cabeçote de perfuração) e força-las para baixo (em geral, por um sistema hidráulico). Durante o processo de sondagem rotativa é utilizada uma ferramenta tubular chamada barrilete (do inglês *barrel*), para corte e retirada de amostras de rocha (chamadas de testemunho). Essas ferramentas têm em sua extremidade inferior uma coroa, que pode ter pastilhas de tungstênio (*widia*) ou diamantes (VELLOSO & LOPES, 2011).

A sondagem rotativa utilizada em conjunto com uma sondagem de simples reconhecimento do solo é denominada de sondagem mista. É a alternativa mais usual para reconhecimento de solo e rocha no mesmo perfil. A análise do testemunho é visual e enquadrado no índice de qualidade da rocha (RQD – Rocky Quality Designation) (Tabela 2), que indica a percentagem de recuperação de amostra (razão entre o comprimento da amostra recuperada e o comprimento de perfuração) para fragmentos maiores que 10 cm. É importante que seja informado junto ao RQD o tipo e o diâmetro do amostrador utilizado, uma vez que este parâmetro depende da qualidade da sondagem. Outras características como tipo de rocha, índice de recuperação da amostra, grau de alteração, fraturamento, coerência e xistosidade também devem ser indicadas após análise dos testemunhos por um especialista.

Tabela 2 - Índice de qualidade da rocha - RQD

RQD	QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO
0 - 25%	Muito fraco
25 - 50%	Fraco
50 - 75%	Regular
75 - 90%	Bom
90 - 100%	Excelente

Fonte: adaptado de Velloso & Lopes (2011)

2.1.3 CPT

Outra alternativa de prospecção do solo é o CPT (*Cone Penetration Test*), também conhecido simplesmente como ensaio de cone. NUERNBERG (2014) destaca que este ensaio é considerado como sendo o mecanismo que mais se assemelha ao comportamento de uma estaca penetrando estaticamente no solo. No Brasil, o CPT é regulamentado pela NBR 12069:1991 da ABNT.

O ensaio consiste na cravação no solo, de forma contínua ou incremental, a uma velocidade padronizada (20 ± 5 mm/s) de uma ponteira também padronizada do tipo cone ou cone atrito, medindo-se a sua reação contínua ou descontinuamente para se obter os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. Para se realizar o ensaio, há necessidade de um equipamento de cravação devidamente ancorado ou lastreado e uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiros padronizadas (ABNT, 1991).

Os dados obtidos são armazenados em equipamentos computacionais que permitem avaliar a estratigrafia e as propriedades mecânicas para compor o relatório técnico do ensaio e, posteriormente, serem realizadas as correlações associados aos métodos semi-empíricos de cálculo de fundações.

Porém, apesar de apresentar resultados muito consistentes, o CPT ainda é menos difundido do que SPT devido ao custo mais elevado, por depender de equipamentos eletrônicos caros. A Figura 2 apresenta ensaio de cone em andamento.

Figura 2 - Execução do ensaio CPT



Fonte: Fugro in Situ (2015)

2.2 FUNDAÇÕES

Fundações são elementos estruturais, que possuem a função de absorver e transmitir os esforços da superestrutura, de forma segura, ao solo em que a mesma se apoia, garantindo a integridade da estrutura ao longo de sua vida útil. Fundações mal dimensionadas podem ocasionar patologias (fissuras, trincas, etc.) nas superestruturas e em casos extremos o colapso devido a recalques diferenciais excessivos, ruptura da estrutura de fundação e/ou do solo de fundação.

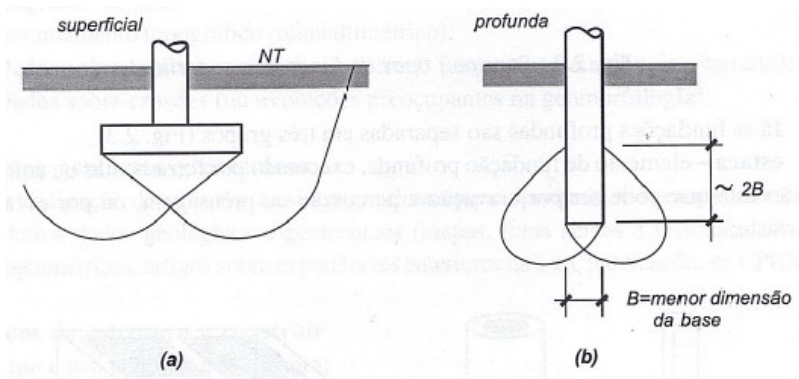
Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grande grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas; e as fundações profundas, como as fundações por estacas e tubulões (CINTRA, AOKI, & ALBIERO, 2011).

2.2.1 Fundações rasas ou superficiais

Para os efeitos da norma NBR 6122:2010, fundação superficial (rasa ou direta) é definida como um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação.

A profundidade de assentamento é associada a uma fundação direta pelo fato de que uma fundação profunda é considerada tal desde que seu mecanismo de ruptura não atinja a superfície, que se manifesta até duas vezes a menor dimensão, como indicado na Figura 3.

Figura 3 - Diferença entre fundação superficial e profunda de acordo com mecanismo de ruptura



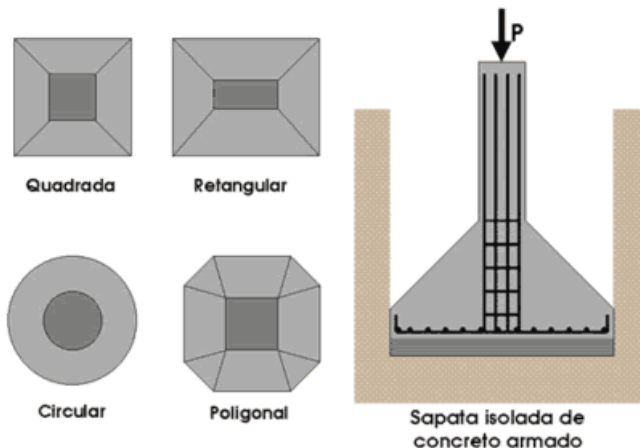
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Entre os tipos de fundações superficiais, destacam-se:

- Bloco de concreto simples;
- Sapata (Figura 4);
- Viga de fundação;
- Grelha;
- Sapata associada;
- Radier.

A escolha de um tipo de fundação para um edifício pode ser imposta pelas condições do solo e características da obra. Salvo estes casos, a possibilidade de escolher um tipo de fundação frente as tecnologias aplicáveis na região é balizado pelo menor custo e, em alguns casos, menor prazo de execução. Em limitações quanto ao uso de elemento superficial em solos com baixa capacidade de carga ou alta compressibilidade opta-se pelo uso de fundações profundas.

Figura 4 – Formas usuais de uma sapata isolada



Fonte: FazFacil (2015)

2.2.2 Fundações profundas

As fundações profundas são elementos estruturais que transmitem cargas para o solo pelo contato da superfície lateral e/ou pela base (resistência lateral e resistência de ponta, respectivamente). Possuem uma profundidade de assentamento da base (ou ponta) superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 metros. Os tipos de fundações mais usuais que se enquadram neste conceito são as estacas e os tubulões.

2.2.2.1 Tubulões

Tubulão é um elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta (ABNT, 2010).

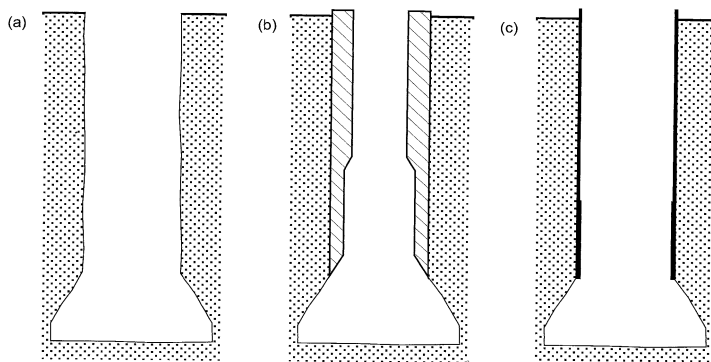
Durante a execução do tubulão pode ser necessário o uso ou não de revestimento e, dependendo do caso, pode-se lançar mão do uso de ar comprimido, segregando a técnica em dois tipos:

- a. *Tubulões a céu aberto (sem ar comprimido)*: limitado a solos coesivos e/ou acima do nível d'água em que o solo se apresente estável;
- b. *Tubulões a ar comprimido (tubulão pneumático)*: viabilizado com a presença de revestimento de concreto ou metálico. É adotado em casos em que existe a presença de água e/ou risco de desmoronamento.

A norma vigente estabelece que durante a sequencia executiva é necessária a inspeção do material de base pelo engenheiro, que comprovará a capacidade suporte do material *in loco* pra autorizar a concretagem. A NBR 6122:2010 também destaca a importância do cumprimento dos pré-requisitos para trabalhos em ambiente sob ar comprimido da NR 18 nos casos de tubulões pneumáticos. É importante lembrar que devido à presença de operários no processo executivo o diâmetro mínimo do fuste deve ser 80 cm.

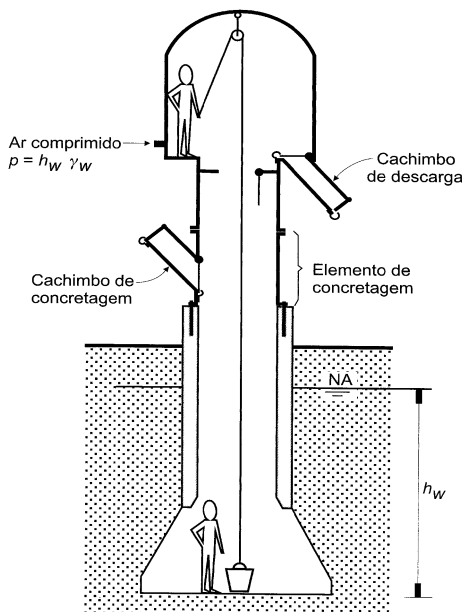
A Figura 5 e Figura 6 apresentam diferentes perfis de tubulões.

Figura 5 - (a) Tubulão sem revestimento, (b) Tubulão com revestimento de concreto, (c) Tubulão com revestimento metálico.



Fonte: Velloso & Lopes (2010)

Figura 6 - Tubulão pneumático



Fonte: Velloso & Lopes (2010)

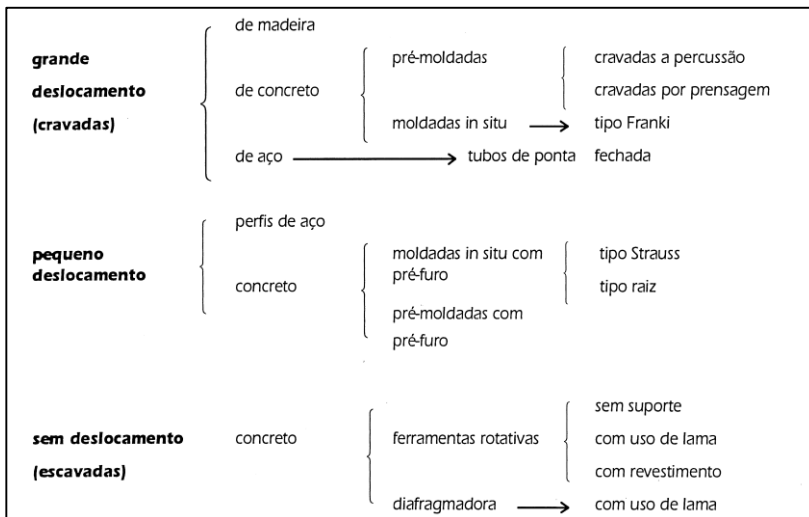
2.2.2.2 Estacas

Estaca é um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores (ABNT, 2010).

É o método mais empregado na construção civil brasileira, estendendo-se desde pequenas construções até grandes edifícios. Este fato justifica a grande variedade de estacas presentes no mercado e a contínua evolução dos métodos executivos.

A execução de fundações por estacas podem ser por cravação a percussão, prensagem, vibração, por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos (HACHICH et. al, 1998). A Figura 7 apresenta os principais tipos de estacas diferenciadas pelo método de execução e o seu efeito no solo.

Figura 7 - Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo



Fonte: Hachich et. al (1998)

As estacas de cravação (ou deslocamento) levam este nome por não promover a retirada da massa de solo e causar o deslocamento do horizonte onde são introduzidas. Este método apresenta elevada segurança pelo controle de uma nega pré-determinada durante a execução, podendo atingir elevada capacidade de carga de acordo com o solo e a seção transversal. Porém, o excesso de vibrações e ruídos dificultam a viabilidade em locais densamente urbanizados.

Dentre as estacas de deslocamento, as mais usuais são:

- Estaca de madeira;
- Estaca metálica;
- Estaca de concreto (Figura 8);
- Estaca tipo Franki.

Figura 8 - Execução de estacas cravadas de concreto armado pré-moldado



Fonte: Inácio Estaqueamento (2015)

2.2.2.2.1 Estacas Escavadas

As estacas escavadas são elementos de fundações profundas, moldadas em campo através da perfuração do subsolo com remoção do material escavado que, durante a execução, provoca descompressão do terreno. Nas condições em que o solo não apresenta estabilidade é recomendado o uso de algum tipo de suporte, podendo ser um revestimento (recuperável ou perdido), fluido ou lama estabilizante.

A baixa emissão de ruídos e vibrações tornaram estas estacas bastante difundidas nos centros urbanos de todo o país. A popularidade deve também ser associada à grande variabilidade executiva em diversos meios e à grande capacidade de carga atingida em função da geometria e do material empregado.

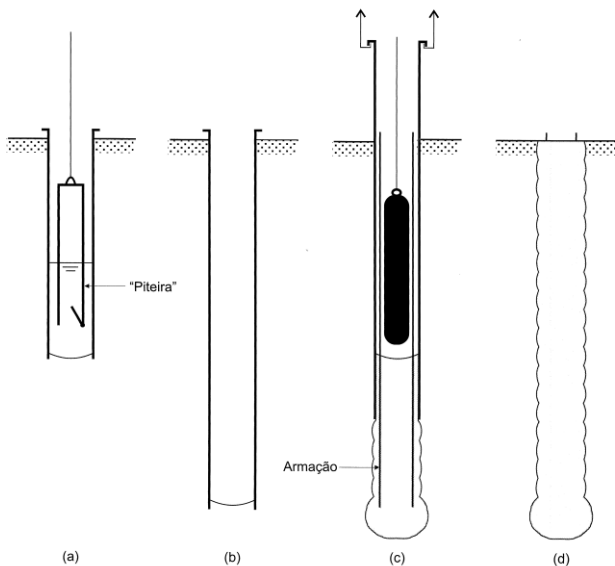
Segue abaixo uma breve listagem das estacas escavadas mais usuais no cenário nacional e, posteriormente, uma análise mais detalhada sobre estaca tipo raiz, foco deste presente trabalho.

a. Estaca tipo Strauss

Estaca executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se o lançamento do concreto e a retirada gradativa do revestimento com

simultâneo apiloamento do concreto (ABNT, 2010). A Figura 9 ilustra a sequência executiva deste método.

Figura 9 - Execução de estaca tipo Strauss: (a) escavação, (b) limpeza do furo, (c) concretagem após a colocação da armadura, (d) estaca pronta.



Fonte: Velloso & Lopes (2010)

b. *Estaca escavada mecanicamente*

É executada por perfuração do substrato através de trado helicoidal, mecânico ou manual (Figura 10), sem a presença de qualquer tipo de fluido estabilizante ou revestimento. Apesar da vantagem de ser um processo executivo sem grandes vibrações e ruídos, tem seu uso limitado em solos coesivos e acima do nível d'água.

Figura 10 - Execução de estaca escavada mecanicamente



Fonte: Boava Fundações (2015)

c. *Estaca tipo Hélice Contínua Monitorada (EHC)*

É uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada (HACHICH et. al, 1998). É o método mais difundido para fundações de edifícios no Brasil devido a suas vantagens: pouca emissão de ruídos e vibrações, alta produtividade, controle e monitoramento automatizado de cada elemento de executado, diversas opções de diâmetros (podendo ultrapassar 1000 mm), pode superar os 30 metros de profundidade e execução viável abaixo do nível d'água. Por outro lado é importante lembrar que a EHC não atravessa elementos rochosos e tem movimentação limitada devido a robustez do equipamento. A Figura 11 e Figura 12 ilustram o processo executivo e um panorama da obra, respectivamente.

Figura 11 - Sequência executiva de uma estaca tipo hélice contínua: perfuração, concretagem e instalação da armadura



Fonte: Sete Engenharia (2015)

Figura 12 - Panorama do canteiro durante a execução da EHC

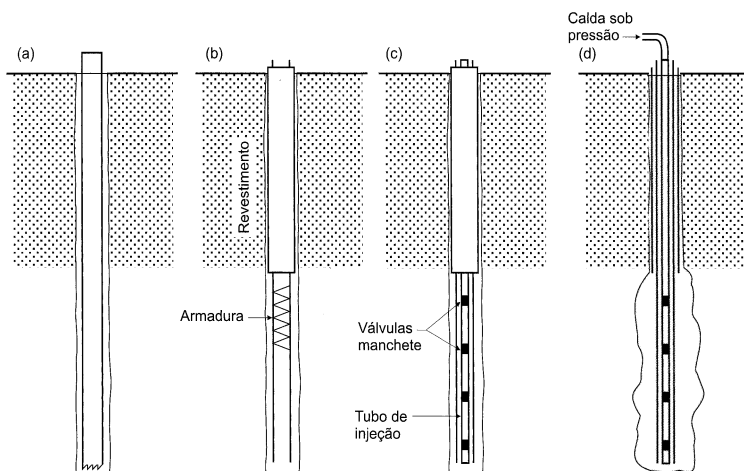


Fonte: do Autor

d. *Microestaca*

De acordo com a NBR 6122:2010, a microestaca é um elemento de fundação executado através de perfuração rotativa com tubos metálicos (revestimentos) ou rotopercussiva por dentro de tubos, no caso de matacão ou rocha (Figura 13 a). É armada e injetada, com calda de cimento ou argamassa, através de um tubo “manchete”, visando aumentar a resistência por atrito lateral (Figura 13 b, c e d). Este método pode ser executado em praticamente qualquer tipo de terreno (inclusive na presença de rocha) e vem sendo amplamente utilizado para reforços de fundações e melhoramento do solo.

Figura 13 - Execução de microestaca: (a) perfuração, (b) colocação da armadura, (c) formação da bainha, (d) injeção sob pressão.



Fonte: Velloso & Lopes (2010)

2.2.2.3 Estaca tipo raiz

Assim como a microestaca, a estaca raiz é definida como sendo uma estaca escavada injetada, o que tornam os métodos muito próximos em questões executivas e funcionais. Dentre as semelhanças está o fato de poderem ser executadas tanto na vertical quanto na horizontal, elevada transmissão de carga por atrito lateral e resistência a tração podendo ser igual ao de compressão.

2.2.2.3.1 Histórico

Desenvolvida na Itália, a estaca raiz foi introduzida ao mercado na década de 1950 como uma alternativa para reforços de fundações e melhoramento do solo apenas, sendo popularizada mais de 20 anos depois de sua criação, devido a expiração das patentes existentes na época.

Inicialmente os diâmetros disponíveis no mercado eram os de menores dimensões e, conforme o aumento da demanda e a disseminação do uso como estaca de fundação, a estaca raiz ganhou diâmetros podendo passar dos 50,0 cm.

O processo executivo desta tecnologia será abordado no item 3.5 do capítulo 3 referente ao estudo de caso.

2.2.2.3.2 Vantagens e desvantagens

A estaca tipo raiz é um método que vêm sofrendo recorrente atualização referente ao seu maquinário, conforme a tecnologia vai se aprimorando. Frente a estes avanços estão grandes vantagens construtivas e funcionais, dos quais podemos citar:

- Pode ser executado em praticamente qualquer tipo de massa de solo, na presença ou não de obstáculos;
- É viável em condições de espaços restritos tanto em planta quanto em relação ao pé direito;
- Não produz ruídos e vibrações excessivas, viabilizando execução em áreas muito povoadas;
- Se dimensionado para tal fim, pode atuar tanto como elemento resistente de compressão quanto de tração;
- Elevada capacidade de carga em relação aos outros tipos de estacas escavadas de mesmo diâmetro;
- Mínima ocorrência de deformação de mobilização da carga de trabalho.

Como desvantagem, pode-se destacar o fator econômico como sendo o mais desfavorável ao seu uso. O elevado custo de execução é a principal razão na qual construtores tem evitado tal solução (podendo ultrapassar em 5 vezes o preço de execução de estacas hélice contínua monitorada). A baixa produtividade também é um fator a ser considerado, pois são poucas situações em que se executa mais do que três estacas por dia com uma única máquina.

2.3 CARREGAMENTO TRANSVERSAL DE ESTACAS

A expansão do conhecimento em engenharia civil ampliou a magnitude dos edifícios que culminaram no aumento e diversificação das solicitações existentes. No campo das fundações não foi diferente. No caso geral o projeto de estacas deve prever, além das cargas verticais usuais, cargas transversais – presentes tanto no topo da estaca como em profundidade.

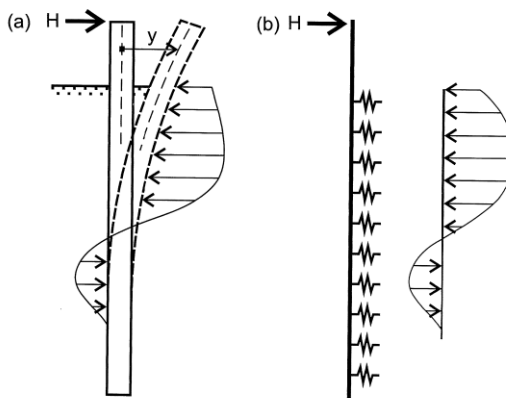
Ações horizontais na superestrutura se transmitem ao nível das fundações, dando origem a cargas horizontais e momentos concentrados. São exemplos: forças de vento, sismos, frenagem de veículos, variações térmicas, etc.

Segundo VELLOSO & LOPES (2010) no problema estabelecido pelas cargas transversais em estacas, apresentam-se três aspectos de analisáveis: (1) estabilidade (ou segurança a ruptura do solo): verificar se o solo é capaz de suportar, com segurança desejada, as tensões que lhe são transmitidas pela estaca; (2) deslocamentos: verificar se o deslocamento (e rotação) do topo da estaca sob a carga de trabalho é compatível com a estrutura suportada; (3) dimensionamento estrutural: na necessidade de prever os esforços internos.

Sob a ótica do primeiro aspecto, é feita uma análise da reação do solo sob a estrutura de fundação Figura 14a. Um problema de alta complexidade, uma vez que esta reação depende da natureza do solo (material não linear), do nível de carregamento, do tipo de solicitação e da forma e dimensão da estaca. VELLOSO & LOPES (2010) apresenta o método de análise à *condição de trabalho*, em que o solo pode apresentar dois modelos: o primeiro é a uma extensão da hipótese de Winkler, em que o solo é substituído por molas independentes entre si Figura 14b; o segundo considera o solo como um meio contínuo e normalmente elástico. A literatura também apresenta outros métodos que analisam a estaca na *condição de ruptura* ou *equilíbrio plástico*.

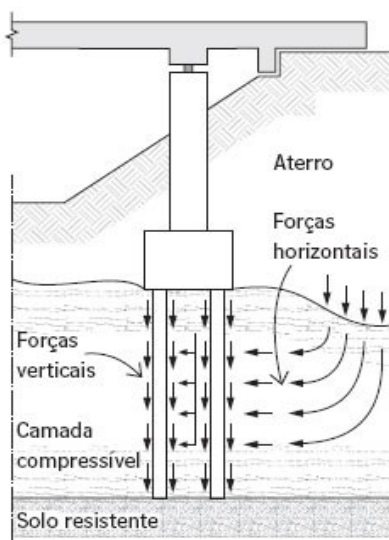
Um problema usual que provoca carregamento transversal de estacas é o chamado efeito *Tschebotarioff*, comum em aterros de acesso de pontes, galpões industriais e de armazéns graneleiros. O fenômeno ocorre devido a sobrecarga vertical assimétrica em camadas de argila mole, que durante o adensamento produz esforços capazes de resultarem em grandes deslocamentos e a possível ruptura (Figura 15).

Figura 14 - Análise da reação da estaca sob carregamento transversal: (a) reação real do solo e (b) modelada pela Hipótese de Winkler



Fonte: Velloso & Lopes (2010)

Figura 15 - Efeito Tschebotarioff



Fonte: Téchne (2007)

Como proposta de contorno dos problemas citados, é usual dois partidos de projeto: (1) utilização de estacas inclinadas para minimizar

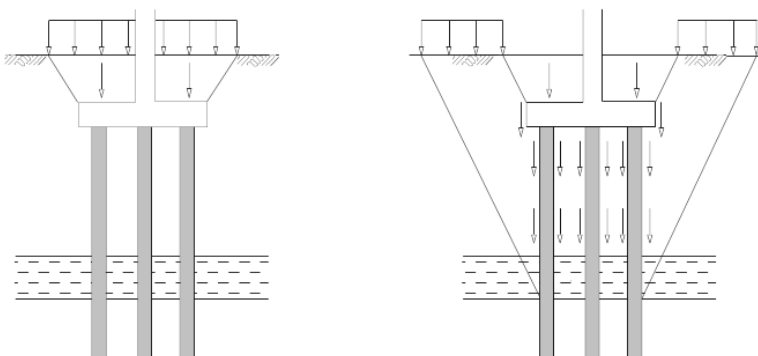
os efeitos de flexão e trabalhar predominantemente sob forças axiais; (2) dimensionamento das estacas na vertical para absorção dos esforços de flexocompressão e flexotração decorrentes das cargas transversais.

2.4 ATRITO NEGATIVO EM ESTACAS

O fenômeno conhecido por atrito negativo é um caso de sollicitação de estaca devido a ocorrência de recalques por parte do solo circunscrito às estacas. O resultado é a inversão da contribuição do atrito lateral resistente (positivo) em um acréscimo de sollicitação vertical, de cima para baixo (Figura 16).

De acordo com HACHICH et. al (1998), o atrito negativo em estacas é de comum ocorrência em aterros recentes (sobrecarga) construídos sobre solos compressíveis assentes em solos competentes, isto é, relativamente incompressíveis e de elevada resistência ao cisalhamento.

Figura 16 - Sobrecarga e atrito negativo em estacas



Fonte: Santos (2008)

Outras causas comuns geradoras de recalques (por atrito negativo), em terrenos de outra forma estáveis são o rebaixamento do lençol freático, o amolgamento de argilas moles sensíveis causado pela cravação das estacas que pode provocar o readensamento do solo amolgado e, conseqüentemente, novos recalques e o colapso dos solos por efeito da infiltração de água. (HACHICH et. al, 1998).

Segundo VELLOSO & LOPES (2011), a análise no tratamento do fenômeno é feita de duas formas: (1) o atrito negativo é tratado

como um carregamento adicional, somando-se às cargas aplicadas no topo da estaca; (2) é considerado como fator de minoração da capacidade de carga da estaca. Independente da abordagem escolhida, a estimativa do atrito negativo seguem dois métodos: o método elástico e o método elastoplástico.

CINTRA & AOKI (2010) destaca a importância de estar atento a esse fenômeno, pois a solicitação adicional resultante não é prevista pelo engenheiro estrutural, ao fornecer as cargas de pilar, e nem é detectado em provas de carga.

Nos casos em que o atrito negativo assume valores muito elevados, é possível adotar recursos executivos de mitigação do problema:

- redução dos recalques por meio de aplicação prévia de sobrecarga com drenos verticais (ou pelo uso de eletro-osmose);
- utilização de um revestimento capaz de evitar o contato entre a estaca e o solo (normalmente preenchido com lama bentonítica);
- pintura da estaca com um produto capaz de reduzir o atrito entre ela e o solo.

(BALIGH et al., 1978; COMBARIEU, 1985 apud VELLOSO & LOPES, 2010).

2.5 EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS

Anterior ao entendimento do efeito de grupo, é necessário entender o conceito de grupo de estacas. De acordo com VELLOSO & LOPES (2010), caracteriza-se como sendo um conjunto de elementos de fundação (estacas) necessariamente ligados estruturalmente no topo e absorvendo, em conjunto, a mesma carga vertical. Opta-se por este tipo de solução nos casos em que as cargas incidentes são muito elevadas em relação à carga de trabalho das estacas ou de esforços na fundação.

Entende-se por efeito de grupo de estacas ou tubulões como o processo de interação dos diversos elementos que constituem uma fundação ao transmitirem ao solo as cargas que lhes são aplicadas. Esta interação acarreta uma superposição de tensões, de tal sorte que o recalque do grupo seja, em geral, diferente daquele elemento isolado. (ABNT, 2010)

Tal efeito ocorre em virtude do tipo de estaca e da natureza do terreno, e geram abordagens diferentes no aspecto da capacidade de carga e no aspecto de recalques, assim como em termos de distribuição

de esforços entre estacas do grupo sob um carregamento qualquer (cálculo de estaqueamento).

2.5.1 O efeito de grupo em termos da capacidade de carga

Uma vez que a presença de um elemento de fundação altera a natureza do solo envolvente, é natural considerar que a capacidade de carga do substrato também se modifica.

VELLOSO & LOPES (2010) descreve a ocorrência do aprisionamento do solo entre estacas muito próximas, desconsiderando a participação do atrito lateral nas estacas internas do grupo. Esse comportamento não é desejável, o que exige um espaçamento mínimo entre os elementos para remediar tal efeito. Em sua dissertação OLIVEIRA (2009) descreve que varios autores indicam a adoção do espaçamento mínimo entre eixos na ordem de 2,5 vezes o diâmetro para estacas pré-moldadas, e 3 vezes o diâmetro para estacas moldadas *in loco*; sendo 60 cm o valor mínimo em ambos os casos.

VELLOSO & LOPES (2010) também propõe a comparação entre os valores de capacidade de carga calculada para a soma das capacidades individuais, e para um elemento único de base e lateral igual às superfícies externas ao grupo. O menor valor corresponderá ao comportamento mais provável.

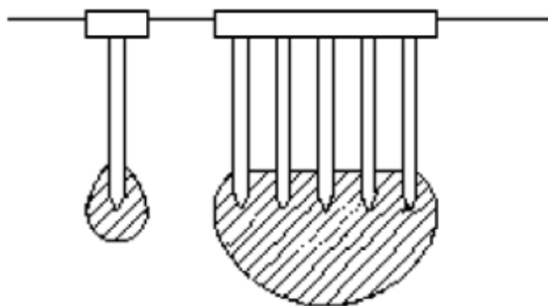
Já CINTRA & AOKI (2010) descreve que após inúmeros ensaios, foi constatado que a eficiência do grupo em relação a estaca isolada pode ser igual a unidade (estacas de qualquer tipo em argila e/ou estacas escavadas em qualquer tipo de solo) ou até mesmo superior a unidade (no caso de estacas cravadas em areia – devido a compactação causada pela cravação). De acordo com VESIC (apud CINTRA & AOKI, 2010), em qualquer caso a resistência de ponta pode ser considerada igual à soma das resistências de ponta dos elementos isolados.

A análise da capacidade de carga em estacas se mostra um problema de alta complexidade, no qual não gerou nenhuma teoria ou fórmula apropriada para tratar do assunto, apenas resultados experimentais aproximados e inconclusivos. Devido a falta de parâmetros reais e a divergência entre ensaios, a pratica entre projetistas não considera possíveis divergências do efeito de grupo de estacas na capacidade de carga, uma vez que as diferenças observadas foram de pequena magnitude.

2.5.2 O efeito de grupo em termos de recalques

A menos que as estacas estejam apoiadas na rocha ou camadas incompressíveis, os recalques provenientes de um grupo de estaca é, geralmente, maior do que o recalque do elemento isolado. CAPUTO (1974) explica o fato por haver diferença das zonas de influência dos esforços no terreno e a respectiva superposição dos bulbos de tensões que atingem uma zona maior no subsolo (Figura 17).

Figura 17 - Tensões impostas ao solos de uma estaca isolada e um grupo de estacas



Fonte: Tomlinson (apud Freitas, 2010)

FREITAS (2010) descreve que estudos comparativos de recalque de grupo de estacas e estacas isoladas desenvolvidos por O'NEILL (1983), comprovam uma razão do recalque médio do grupo sobre o recalque da estaca isolada como sendo maior que 1 nos casos assentes em maciço arenoso, com exceção de estaca cravadas em areias fofas – o que comprova a preposição anteriormente citada.

Dentre os diversos métodos para estimativa de recalques de grupos, podemos destacar:

- Artificio do Radier Fictício (Terzaghi e Peck, 1948);
- Métodos Empíricos;
- Métodos Elásticos.

CINTRA & AOKI (2010) comenta que na prática é recorrente adotar os valores de recalque admissíveis propostos por MEYERHOF (1976): 25 mm para fundações por estacas em areia, e 50 mm para fundações por estacas em argila, considerando grupo de estacas. No caso de estacas isoladas, indica-se impor um fator de segurança de 1,5 à carga

que provoca o recalque de 15 mm, em areia, ou de 25 mm em argila. Dessa maneira, estabelecemos uma margem para que os grupos recalquem mais que a estaca isolada, porém dentro dos limites propostos por MEYERHOF.

2.5.3 O efeito de grupo em termos da distribuição de cargas

Estacas solidarizadas por blocos de coroamentos são usualmente chamadas de *estaqueamento do bloco*. As cargas aplicadas ao estaqueamento que incide sobre o bloco, são transmitidas para as estacas de maneira heterogênea e carecem de uma abordagem de cálculo, conhecido como cálculo de estaqueamento.

ALONSO (1989) apresenta duas metodologias de cálculo: método de Schiel e método de Nökkentved. Ambas consideram o bloco como sendo rígido, estacas como hastes bi-rotuladas elásticas e desprezam a contenção lateral do solo.

CAPUTO (1974) explora, além das duas já citadas, outras três abordagens de cálculo: método da Superposição, método de Culmann e método gráfico de Westergaard.

Em sua obra VELLOSO & LOPES (2010) descreve o método de Nökkentved como sendo uma forma simplificada de grande valia para desenvolver a capacidade de conceber o estaqueamento. A Figura 18 apresenta uma tabela de grupos usuais e as respectivas distribuições de esforços calculados por este método, que pode ser representado de forma genérica pela equação abaixo.

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

em que:

N : carga vertical resultante na cota de arrasamento;

n : número de estacas;

M_y e M_x : momentos nas estacas na direção dos respectivos eixos de inércia;

x_i e y_i : são as coordenadas das estacas em relação a cada eixo de inércia.

Figura 18 - Estaqueamentos planos segundo Nökkentved

DISTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NO BLOCO	ESFORÇOS MÍNIMO E MÁXIMO NAS ESTACAS	DISTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS NO BLOCO	ESFORÇOS MÍNIMO E MÁXIMO NAS ESTACAS
	$N_{min} = 1 - \frac{V}{2} - \frac{My}{e}$ $N_{max} = 2 = \frac{V}{2} + \frac{My}{e}$		Se $\frac{Mz}{My} \geq 0,5767$ $N_{max} = \frac{V}{7} + \frac{1,732 Mz + My}{6e}$ $N_{min} = \frac{V}{7} - \frac{1,732 Mz + My}{6e}$ Se $\frac{Mz}{My} \leq 0,5767$ $N_{max} = \frac{V}{7} + \frac{My}{3e}$ $N_{min} = \frac{V}{7} - \frac{My}{3e}$
	$N_1 = \frac{V}{3} - \frac{Mz}{0,866e}$ $N_2 = \frac{V}{3} + \frac{Mz}{1,732e} - \frac{My}{e}$ $N_3 = \frac{V}{3} - \frac{Mz}{1,732e} + \frac{My}{e}$		$N_{max} = \frac{V}{8} + \frac{1,257 Mz + 1,886 My}{8e}$ $N_{min} = \frac{V}{8} - \frac{1,257 Mz + 1,886 My}{8e}$
	$N_{min} = \frac{V}{3} - \frac{My}{2e}$ $N_{max} = \frac{V}{3} + \frac{My}{2e}$		$N_{max} = \frac{V}{8} + \frac{1,2 Mz + 2 My}{8e}$ $N_{min} = \frac{V}{8} - \frac{1,2 Mz + 2 My}{8e}$
	$N_{max} = \frac{V}{4} + \frac{Mz + My}{2e}$ $N_{min} = \frac{V}{4} - \frac{Mz + My}{2e}$		$N_{max} = \frac{V}{9} + \frac{Mz + My}{6e}$ $N_{min} = \frac{V}{9} - \frac{Mz + My}{6e}$
	Se $\frac{Mz}{My} \geq 4,813$ $N_{max} = \frac{V}{5} + \frac{2 Mz + 1,923 My}{5e}$ $N_{min} = \frac{V}{5} - \frac{2 Mz - 1,923 My}{5e}$ Se $\frac{Mz}{My} \leq 4,813$ $N_{max} = \frac{V}{5} + \frac{2 Mz + 1,923 My}{5e}$ $N_{min} = \frac{V}{5} - \frac{Mz + 2,89 My}{5e}$		$N_{max} = \frac{V}{5} + \frac{Mz + My}{2,828e}$ $N_{min} = \frac{V}{5} - \frac{Mz + My}{2,828e}$
	$N_{max} = \frac{V}{5} + \frac{Mz + My}{2,828e}$ $N_{min} = \frac{V}{5} - \frac{Mz + My}{2,828e}$		$N_{max} = \frac{V}{6} + \frac{1,5 Mz + 2 My}{6e}$ $N_{min} = \frac{V}{6} - \frac{1,5 Mz + 2 My}{6e}$
	$N_{max} = \frac{V}{6} + \frac{1,5 Mz + 2 My}{6e}$ $N_{min} = \frac{V}{6} - \frac{1,5 Mz + 2 My}{6e}$	NOTA: FORMULÁRIO VÁLIDO PARA O SENTIDO DOS VETORES INDICADOS NA FIGURA ABAIXO.	

Fonte: Alonso (1989)

2.6 CAPACIDADE DE CARGAS AXIAIS EM ESTACAS

A capacidade de carga do elemento de fundação por estacas é definido como o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema formado pelo solo e estaca pode oferecer. No entendimento do problema físico da capacidade de carga, é possível segmentar a

resistência do sistema em duas parcelas: resistência por atrito lateral e resistência de ponta.

CINTRA & AOKI (2010) ressalta que acepção espacial do termo ruptura é restrito para a conceituação de capacidade de carga em termos geotécnicos. Entretanto, em determinados casos é possível que a capacidade de carga seja superior a resistência à compressão da estaca. Se isso ocorrer, deve prevalecer o valor limite da resistência da própria estaca, pois devemos considerar sempre o menor dos dois valores.

A necessidade de se fazer a verificação da segurança de um projeto de fundações por estacas culminaram, ao longo dos anos, em diferentes metodologias de análise solo-estaca, subdivididos em estáticos e dinâmicos.

Os métodos dinâmicos são mais antigos que os estáticos e tratam exclusivamente de estacas cravadas. Baseiam-se nas “Fórmulas Dinâmicas” e na “Equação da Onda” para estimativa da capacidade de carga, consideram as observações do processo de cravação e a respectiva resposta levando em conta, também, a mobilização de resistência viscosa do solo junto ao eventual aparecimento de forças inerciais.

Por outro lado, de acordo com VELLOSO & LOPES (2010), os métodos estáticos são calculados por fórmulas que estudam o comportamento da estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtido em ensaios de laboratório ou *in situ*. Podem ser segmentados em: *racionais* (ou *teóricos*), *semi-empíricos* e *empíricos*. Este ultimo tem aplicação com base na simples classificação das camadas atravessadas, resultando em estimativas grosseiras de capacidade de carga para uma estaca.

As primeiras fórmulas racionais (ou teóricas) datam do início do século XX e se baseiam na Teoria da Plasticidade e sob diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca. Diante das inúmeras teorias existentes, podem-se destacar as soluções de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1976), Berezantzev (1961, 1965) e Vesic (1972).

Apesar de amplamente estudadas, as fórmulas teóricas caem em descrédito ao apresentarem entre si uma enorme discrepância dos resultados obtidos no cálculo da capacidade de carga. Outra limitação está em considerar o solo como sendo exclusivamente coesivo ou granular, o que não se aplica com frequência na natureza. Em razão disso, os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações por estacas têm pouca utilização em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semi-empíricos (CINTRA & AOKI, 2010).

2.6.1 Métodos semi-empíricos

Uma vez comprovado o descrédito dos métodos racionais explanados anteriormente, viu-se a necessidade de desenvolver métodos vinculados a correlações empíricas de ensaios *in situ* e ajustados por provas de carga.

Como o ensaio SPT é geralmente o único ensaio de campo disponível, difundiu-se no Brasil a prática de relacionar medidas de N_{SPT} diretamente com a capacidade de carga de estacas (LOBO, 2005).

2.6.1.1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi concebido, originalmente, a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone (LOBO, 2005).

Sabe-se que a capacidade de carga da fundação (R) é estabelecido pela soma das parcelas de resistência lateral (R_L) e resistência de ponta (R_p):

$$R = R_L + R_p \quad (1)$$

onde

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta L) \quad (2)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (3)$$

em que:

U : perímetro da seção transversal do fuste (m);

r_L : tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura ΔL (MPa);

r_p : capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca (MPa);

A_p : área da seção transversal da ponta (m²).

As incógnitas r_L e r_p estão associadas com ensaios de penetração estática CPT por meio dos valores da resistência de ponta do cone e do atrito lateral unitário na luva. Entretanto, como o CPT não é tão empregado no Brasil quanto o ensaio SPT, foram propostas

correlações entre a resistência da estaca e o índice de resistência à penetração N_{SPT} :

$$r_p = \frac{K \square N_P}{F_1} \quad (4)$$

$$r_L = \frac{\alpha \square K \square N_L}{F_2} \quad (5)$$

em que:

K : coeficiente de acordo com tipo do solo (Tabela 4);

α : razão do atrito lateral unitário na luva (CPT) sobre resistência de ponta do cone (Tabela 4);

N_P : índice de resistência a penetração (N_{SPT}) na cota de apoio da ponta da estaca;

N_L : índice de resistência a penetração (N_{SPT}) médio na camada de comprimento ΔL ao longo do fuste;

F_1 e F_2 : fatores de correção que levam em conta o efeito escala protótipo-modelo (Tabela 3), ajustados por 63 provas de carga em vários estados do Brasil.

Tabela 3 - Fatores de correção F_1 e F_2

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,5	2.F1
Metálica	1,75	2.F1
Pré-moldada	1+D/0,8	2.F1
Escavada	3	2.F1
Ômega	2	2.F1
Hélice Contínua	2	2.F1
Raiz	2	2.F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010) apud Aoki e Velloso (1975)

Tabela 4 - Coeficiente K e razão de atrito α

SOLOS	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Arenoargiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010) apud Aoki e Velloso (1975)

Logo, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação por estaca proposta por Aoki-Velloso pode ser estimada pela fórmula semi-empírica:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta L) \quad (6)$$

É importante destacar que os parâmetros K e α são abrangentes e foram propostos pelos autores do método com base em suas experiências e valores da literatura, porém, podem ser adaptados por correlações regionais com validade comprovada (caso existam).

Quanto aos fatores de segurança utilizados para cálculo da carga admissível a NBR 6122:2010 estabelece que $F_s = 2,0$. No caso de estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível pode ser

suportada pela ponta da estaca, definindo um mínimo de 80% de resistência lateral.

2.6.1.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Assim como no método de Aoki-Velloso, a capacidade de carga do elemento de fundação é segmentada em resistência de ponta (R_P) e resistência lateral (R_L), onde:

$$R_L = r_L \cdot U \cdot L \quad (7)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (8)$$

A estimativa da tensão de adesão ou atrito lateral (r_L) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de N_L adotam os limites de $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta (CINTRA & AOKI, 2010).

Décourt (1982) transforma os valores tabelados na expressão (em kPa):

$$r_L = 10 \left[\frac{N_L}{3} + 1 \right] \quad (9)$$

e estende o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$, para estacas de deslocamento e estacas de escavadas com bentonita, mantendo $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto (CINTRA & AOKI, 2010).

A capacidade de carga na ponta ou base da estaca (r_P) proposta pelo método é estimada por (em kPa):

$$r_P = C \cdot N_P \quad (10)$$

em que:

N_P : valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: no nível da ponta ou base, imediatamente anterior e imediatamente posterior;

C: coeficiente característico do solo (Tabela 5), ajustados por meio de 43 provas de carga realizadas em estacas de concreto pré-moldado.

Tabela 5 - Coeficiente característico do solo C

TIPO DE SOLO	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

*alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Cintra e Aoki (2010) apud Décourt e Quaresma (1978)

Para a aplicação do método em diferentes tipos de estacas e solos, Décourt propôs em 1996 o uso dos coeficientes de ajuste α (Tabela 6) e β (Tabela 7) nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, e definindo a equação de capacidade de carga como sendo:

$$R = \alpha C N_P A_P + \beta \cdot 10 \cdot \frac{N_L}{3} + 1 \cdot U L \quad (11)$$

em que:

U : perímetro da seção transversal do fuste (m);

A_P : área da seção transversal da ponta (m²);

L : comprimento do fuste (m), sem levar em conta aqueles utilizados para estimativa da resistência de ponta.

Tabela 6 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

* valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (2010) apud Décourt (1996)

Tabela 7 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (2010) apud Décourt (1996)

No caso de estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, deve-se considerar $\alpha = \beta = 1$, como proposto inicialmente pelo método.

Os fatores de segurança propostos por Décourt-Quaresma se diferenciam dos estabelecidos pela NBR 6122:2010 para métodos semi-empíricos ($F_s = 2,0$). Neste caso os autores indicam uso de fatores diferenciados para as parcelas de resistência de ponta e atrito, resultando na carga admissível:

$$Pa = \frac{R_p}{4} + \frac{R_l}{1,3} \quad (12)$$

2.6.1.3 Método Cabral (1986)

Cabral (1986) é um método consagrado de aplicação em estacas tipo raiz de até 45,0 cm de diâmetro e injetadas com um pressão inferior a 4 kgf/cm². A capacidade de carga pode ser estimada com:

$$R = (\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p) + U \sum (\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_L) \cdot \Delta L \quad (13)$$

em que:

N_L : índice de resistência a penetração (N_{SPT}) no comprimento ΔL (m);

N_p : índice de resistência a penetração (N_{SPT}) na ponta;

β_1 e β_2 : fatores que dependem do tipo de solo (Tabela 9);

β_0 : fator que depende do diâmetro da estaca B (em cm) e da pressão de injeção p (em kgf/cm²), podendo ser calculado pela seguinte Equação (ver também Tabela 8):

$$\beta_0 = 1 + 0,11p - 0,01B \quad (14)$$

Tabela 8 - Fator β_0

B (cm)	p (kgf/cm ²)			
	0	1	2	3
10	0,90	1,01	1,12	1,23
12	0,88	0,99	1,10	1,21
15	0,85	0,96	1,07	1,18
16	0,84	0,95	1,06	1,17
20	0,80	0,91	1,02	1,13
25	0,75	0,86	0,97	1,08
31	0,69	0,80	0,91	1,02
42	0,58	0,69	0,80	0,91

Fonte: Cabral (1986) apud Velloso & Lopes (2010)

Tabela 9 - Fatores β_1 e β_2

SOLOS	β_1 (%)	β_2
Areia	7,0	3,0
Areia Siltosa	8,0	2,8
Areia Argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte Arenoso	6,0	2,0
Silte Argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila Arenosa	5,0	1,5
Argila Siltosa	4,0	1,0

Fonte: Cabral (1986) apud Velloso & Lopes (2010)

Seguindo o que estabelece a NBR 6122:2010 para métodos semi-empíricos de capacidade de carga, o fator de segurança utilizado neste método para cálculo da carga admissível é igual a 2.

2.6.1.4 Método Brasfond (1991)

Segundo a publicação da empresa Brasfond (1991), a capacidade de carga de pode ser obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$R = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot \Delta_L \quad (15)$$

em que:

α : coeficiente que depende do tipo de solo onde se encontra a ponta da estaca (Tabela 10);

N_p : valor médio do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: no nível da ponta ou base, imediatamente anterior e imediatamente posterior. Para valores de N_{SPT} maiores que 40, devem ser adotados iguais a 40;

A_p : área da seção transversal da ponta da estaca;

β : índice de atrito lateral (Tabela 10);

N_L : valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste no comprimento Δ_L . Para valores de N_{SPT} maiores que 40, devem ser adotados iguais a 40;

U : perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma.

Uma vez que o método Brasfond (1991) é semi-empírico, utiliza-se a condição normativa de fator de segurança igual a 2 para cálculo da carga admissível.

Tabela 10 - Valores de α e β em função do tipo de solo

SOLOS	α (kPa)	β (kPa)
Argila Siltosa	80	5,0
Silte Argiloso	100	5,0
Argila Arenosa	120	5,0
Silte Arenoso	150	5,0
Areia Argilosa	180	5,0
Areia Siltosa	210	5,0
Areia	270	5,0
Areia com pedregulhos	300	5,0

Fonte: Brasfond (1991)

2.6.2 Considerações de estacas sobre rocha

Estacas moldadas *in situ* que atravessam um trecho de solo e tem sua ponta ou parte do seu comprimento em rocha, possuem deformações muito diferentes para mobilizar o atrito no trecho de solo e mobilizar a parcela em contato com a rocha (ponta e/ou fuste). VELLOSO LOPES (2010) indicam que nesses casos, deve-se desprezar a parcela de resistência do solo, não sendo adequado somar as resistências nestas condições.

Nos casos em que a estaca está comprovadamente apoiada sobre um maciço rochoso é comum considerar que toda a carga é absorvida pela base, e adotar um coeficiente de segurança maior.

Em 2000, durante o 7º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE7), foi apresentado o método Cabral-Antunes (2000) para cálculo de capacidade de carga de estacas em presença de rochas.

2.6.2.1 Método Cabral-Antunes (2000)

O presente método foi desenvolvido para previsão da capacidade de carga de estacas em rocha. É levado em conta o fator da qualidade do maciço rochoso e a limpeza da ponta da estaca, onde ocorre o contato estaca-rocha. A determinação da capacidade de carga através do método Cabral-Antunes (2000) é feita pela seguinte equação:

$$R=r_p \cdot A_p+r_L \cdot U \cdot \Delta_L \qquad (16)$$

em que:

r_p : resistência de ponta unitária;

A_p : área da ponta da estaca;

r_L : resistência devido ao atrito lateral;

U : perímetro da estaca embutido em rocha no comprimento Δ_L .

Para cálculo da resistência de ponta unitária (σ_p) é proposto a seguinte equação:

$$r_p=\beta_p \cdot \sigma_c \qquad (17)$$

onde:

β_p : índice de correlação com tipo da rocha (Tabela 11);

σ_c : resistência de compressão simples da rocha (Tabela 12).

Tabela 11 - Coeficiente de correlação β_p

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Variação	Média
Muito Alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco Alterada a Sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Roecker e Santos (2013) apud Cabral-Antunes (2000)

Tabela 12 - Valores indicativos de σ_c

TIPO DE ROCHA	σ_c (MPa)
Ígneas e Metamórficas (basalto, gnaisses e granito)	70 a 250
Metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Sedimentares bem cimentadas (arenitos, calcários e siltitos)	30 a 80

Fonte: Roecker e Santos (2013) apud Cabral-Antunes (2000)

Sendo que o valor de σ_p não pode ser maior que $0,40 \cdot f_{ck}$ e no máximo 8,0 Mpa.

O cálculo da resistência por atrito lateral é feito por:

$$r_L = \frac{f_{ck}}{15} \quad (18)$$

ou

$$r_L = 0,035 \cdot r_p \quad (19)$$

onde f_{ck} é a resistência característica à compressão do material empregado e o valor máximo permitido para r_L é 1,33 Mpa.

O comprimento mínimo de embutimento da estaca (Le) é definido pelos autores em função do diâmetro (D) e o fator multiplicador, devido a qualidade da rocha de apoio e nível de confiança da limpeza da ponta da estaca, descritos na Tabela 13.

Tabela 13 - Fator multiplicador em relação a limpeza de estaca e qualidade da rocha de apoio

NÍVEL DE CONFIANÇA E QUALIDADE DA ROCHA	FATOR MULTIPLICADOR
Não existe dúvidas quanto a limpeza e qualidade da rocha de apoio	$Le = 0,5 \cdot D$
Possibilidade da qualidade da rocha de apoio inferior ao encontrada no final da perfuração	$Le = 1,5 \cdot D$ se $r_p > 30$ Mpa
	$Le = 2,0 \cdot D$ se $15 \text{ Mpa} < r_p < 30 \text{ Mpa}$
Problemas com relação a limpeza e qualidade da rocha de apoio	$Le = 3,0 \cdot D$ se $r_p > 30 \text{ Mpa}$
	$Le = 4,0 \cdot D$ se $15 \text{ Mpa} < r_p < 30 \text{ Mpa}$

Fonte: Roecker e Santos (2013) apud Cabral-Antunes (2000)

2.7 RECALQUE EM ESTACAS

O elemento de fundação por estaca, mesmo não atingindo o estágio de ruptura, provoca mobilização da resistência do solo em torno do fuste e da ponta. Neste estágio é necessário conhecer o seu comportamento (em particular, o seu recalque) para dimensionar uma

fundação que não comprometa a segurança, o conforto e a usabilidade da estrutura.

O estudo de recalque de fundações, em especial por estacas, engloba premissas complexas, relacionadas ao estudo da interação estaca-solo e a necessidade de verificação do seu comportamento durante e após a fase de execução.

Na prática, o valor limitante de recalques admissíveis e inadmissíveis é uma questão subjetiva, logo é função do projetista de fundação definir os valores sob rigor da NBR 6122:2010, que define que os valores limites de projeto para os deslocamentos e deformações devem considerar:

- a confiabilidade com o qual os valores de deslocamentos aceitáveis podem ser estabelecidos;
- velocidade dos recalques e movimentos de terreno de fundação;
- tipo de estrutura e material de construção;
- tipo de fundação;
- natureza do solo;
- finalidade da obra;
- influência nas estruturas, utilidades e edificações vizinhas.

Além disso a mesma norma preconiza na seção 8.2.1.3 que a determinação da carga admissível pode ser feita a partir do estado-limite de serviço, através de prova de carga e cálculo por métodos teóricos ou semi-empíricos.

Entre os procedimentos para estimar os recalques em estacas pode-se destacar:

- Métodos baseados na Teoria da Elasticidade como Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978);
- Métodos numéricos como Aoki e Lopes (1975) e Método dos Elementos Finitos;
- Método de previsão da Curva Carga-Recalque.

Por ser um processo de cálculo de deformações de estaca consagrado na engenharia de fundações brasileira, o método numérico Aoki e Lopes (1975) será melhor explanado a seguir.

2.7.1 Método de Aoki e Lopes (1985)

De acordo com DAMASCENO (2013) o método numérico de Aoki e Lopes (1985) propõe a decomposição das cargas aplicadas na estaca (fuste e ponta) em um sistema de cargas pontuais equivalentes.

O método é aplicável em qualquer ponto no interior de um meio caracterizado como elástico linear, semi-infinito, homogêneo e isotrópico. Consequentemente, a contribuição das cargas pontuais é somada e o recalque em qualquer ponto do solo pode ser estimado, por meio do princípio da superposição dos efeitos (DAMASCENO, 2013).

Segundo CINTRA & AOKI (2010) o recalque provocado pela aplicação de uma carga vertical na cabeça de uma estaca que não tem sua base apoiada sobre material extremamente rígido, pode ser segmentado em dois tipos de deformações: (1) encurtamento elástico da própria estaca, como peça estrutural submetida a compressão (ρ_e); (2) deformação vertical do solo abaixo da estaca até o indeslocável (ρ_s). Logo, o topo da estaca sofrerá um deslocamento vertical para baixo dado pela soma:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (20)$$

Partindo do pressuposto que seja conhecida a capacidade de carga (R) do elemento de fundação, o cálculo do encurtamento elástico irá levar em consideração três hipóteses em sua formulação:

- 1) a carga vertical aplicada (P) no topo da estaca é superior a resistência lateral e menor que a capacidade de carga da mesma:

$$R_L < P < R \quad (21)$$

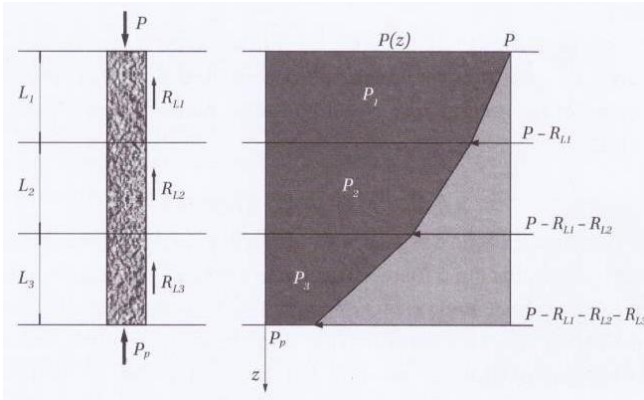
- 2) todo atrito lateral está mobilizado;
- 3) a reação mobilizada na ponta é inferior ao valor da resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças:

$$P_p = P - R_L < R_p \quad (22)$$

Devido a transmissão das cargas do fuste ao solo, é notável que ocorre a diminuição do esforço normal em função da profundidade $P(z)$ de um valor máximo P , na cabeça da estaca, para um valor mínimo P_p , na ponta da mesma. Supondo linear a transmissão de carga

dentro de uma camada i de comprimento L_i , é possível esboçar um diagrama simplificado (Figura 19), no qual P_i representa o esforço normal médio de cada camada.

Figura 19 - Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Logo, aplicando a lei de Hooke, obtêm-se o encurtamento elástico da estaca:

$$\rho e = \frac{1}{A E} \sum (P_i L_i) \quad (23)$$

em que:

A : área da seção transversal do fuste da estaca;

E : módulo de elasticidade do material da estaca.

Segundo VESIC (1975) apud CINTRA & AOKI (2010), o recalque do solo (ρ_s) é a soma das parcelas de deformações ocorridas pela resistência lateral e pela resistência de ponta, ilustradas na Figura 20.

Dessa forma, AOKI (1984) sugere que a força (P_p) na ponta da estaca propaga as tensões na taxa 1:2 e que o acréscimo é dado por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (24)$$

em que:

D : diâmetro da base da estaca;

h : distância vertical do ponto de aplicação da força até camada subjacente;

H : espessura da camada subjacente.

De mesma forma, a parcela de resistência de lateral provoca o acréscimo de tensões dado por:

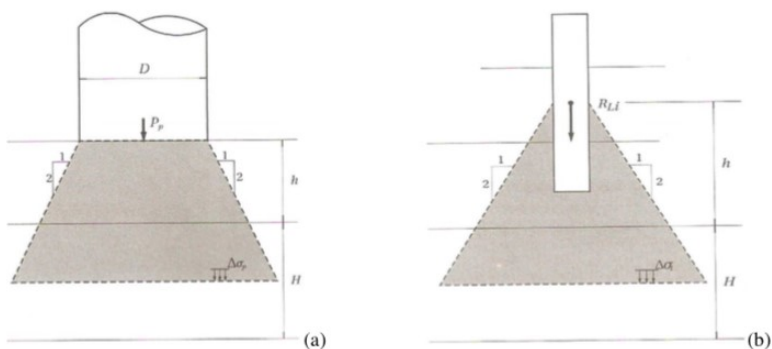
$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \cdot R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (25)$$

em que:

R_{Li} : força relativa ao segmento intermediário da estaca, considerando ponto de aplicação como o centroide desse segmento.

D : diâmetro do fuste da estaca.

Figura 20 - Tensões de: (a) resistência de ponta (b) resistência lateral



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Logo o acréscimo total de todas parcelas de R_{L_i} mais a força P_p será:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (26)$$

Repetindo este procedimento para cada uma das camadas que quisermos considerar, da base da estaca até o indeslocável, e aplicando a Teoria da Elasticidade, teremos o recalque devido ao solo:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (27)$$

em que:

E_s : módulo de deformabilidade da camada de solo dado por:

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (28)$$

onde E_0 é o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca (Tabela 14), σ_0 é a tensão geostática no centro da camada e o expoente n depende da natureza do solo ($n = 0$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas).

Tabela 14 - Módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca

TIPO DE ESTACA	E0
Estacas cravadas	6.K.Nspt
Estacas tipo Hélice Contínua	4.K.Nspt
Estacas escavadas	3.K.Nspt

Fonte: adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Para K , deve-se usar os valores da Tabela 4.

2.8 ANÁLISE DE INTEGRIDADE E DESEMPENHO DE ESTACA

2.8.1 Ensaio de integridade em estacas (PIT)

Existem procedimentos técnicos disponíveis para verificação da integridade estrutural de fundações profundas, cujo uso elimina dúvidas sobre as condições obtidas no processo construtivo. Os ensaios de verificação de integridade tipo PIT (*Pile Integrity Testing*), tornaram-se rotineiros em obras de responsabilidade (MILITITSKI, CONSOLI, & SCHNAID, 2005).

A metodologia do ensaio é fundamentada na propagação de ondas de compressão geradas por golpes de martelo de mão no topo da estaca. A onda propaga-se pelo fuste, reflete na ponta e retorna ao topo, onde encontra-se instalado um acelerômetro de alta sensibilidade para leitura dos dados (Figura 21).

Figura 21 - Ensaio de integridade de estacas (PIT)



Fonte: Modulus Engenharia (2015)

A verificação da integridade é feita por meio da interpretação da forma da onda de tensão (refletida) gravada no topo da estaca. Qualquer variação na seção ou na densidade do material resulta em mudanças significativas na forma desta onda. Estas variações permitem estabelecer conclusões acerca da qualidade do concreto da estaca bem como a localização de alguma trinca, vazio, alargamento ou

estreitamento no fuste. Dos ensaios é possível obter gráficos de velocidade versus tempo (que pode ser transformado em comprimento da estaca) ou até análises de força ou frequência. (MUCHETI, 2008).

De acordo com MUCHETI (2008) apesar do ensaio não fornecer informações de capacidade de carga da estaca ensaiada, a presença de danos detectados pelo ensaio não comprometem, necessariamente, o uso desta.

A execução rápida, prática e econômica torna o PIT o método de ensaio de integridade de estaca mais difundido do mercado. Porém é necessário cautela do uso deste tipo de equipamento, uma vez que os resultados obtidos não são de grande precisão e de difícil interpretação (muitas vezes por influência do atrito lateral - que também provoca reflexões da onda).

2.8.2 Ensaio de carregamento dinâmico - PDA

O ensaio de carregamento dinâmico é normatizado pela NBR 13208:2007 (Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico), e tem como função avaliar a capacidade de carga, a eficiência do sistema de cravação, as tensões máximas ao longo da estaca, da integridade estrutural, além das características dinâmicas do solo. O procedimento é balizado pela aplicação dinâmica de golpes por um sistema de percussão adequado. A Figura 23 mostra um panorama do ensaio.

O preparo para estacas moldadas *in loco* consiste na execução de um bloco de concreto armado, para receber os impactos. Os sensores de medição são instalados no fuste da estaca e não no bloco (Figura 22), e os golpes são aplicados por um sistema composto por pilão.

São usados dois pares de sensores. Um deles é transdutor de deformação específica, que gera uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe. O outro sensor é um acelerômetro que gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas das estacas. (IPT apud MEDEIROS, 2005).

O tratamento dos dados de ensaio é baseado na teoria de onda sob a interpretação de um dos dois métodos: o CASE (método simplificado) e CAPWAP (método numérico). Quando uma estaca é atingida por um golpe gera-se uma onda de tensão, que trafega com uma velocidade fixa e depende apenas das características do material. O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área de seção na região dos sensores, para obtenção da evolução da força em relação ao tempo. O PDA (Pile Driving Analyzer, nome dado para o analisador de cravação)

fornece a média dos dois sinais de força assim obtidos, a fim de compensar os efeitos da excentricidade do golpe.

Figura 22 - Instalação dos sensores de medição



Fonte: do autor

O PDA considera que o deslocamento rápido de uma estaca em um meio viscoso como solo produz uma resistência estática e uma dinâmica, onde a última é desconsiderada da força total medida, sendo informado apenas o valor da resistência estática.

O ensaio de carregamento dinâmico é um método mais rápido (podendo ser feito até seis ensaios em um dia) e barato do que as provas de cargas estáticas, e apresentam maior praticidade em obra. Porém, geram resultados menos precisos e menos confiáveis.

É importante destacar que a interpretação dos dados de onda deve ser feita por um profissional treinado e especializado, como requisito mínimo para atingir a condição de confiabilidade, uma vez que esta metodologia possa gerar resultados ambíguos.

Figura 23 – Ensaio de carregamento dinâmico



Fonte: do autor

2.8.3 Prova de carga estática

A prova de carga estática é um ensaio do tipo “tensão x deformação” realizado no solo estudado para receber solicitações, ou em elemento estrutural de fundação construído para a obra ou especialmente para ser testado. (HACHICH et. al, 1998).

De acordo com VELLOSO e LOPES (2010), as provas de carga estática têm por objetivo a verificação do comportamento previsto em projeto (capacidade de carga e recalques) e, menos usual, a definição da carga de serviço nos casos em que não se consegue fazer uma previsão de comportamento.

O processo em estacas é respaldado pela NBR 12131:2006 (Estacas – Prova de carga estática) e pela NBR 6122:2010. Trata-se, basicamente, de aplicar sobre o solo cargas conhecidas e medir as

deformações e deslocamentos resultantes. A evolução das cargas previstas devem ser divididas em estágios de carregamentos que devem permanecer atuando até a estabilização dos recalques ou completar um ciclo temporal pré-definido, de forma sucessiva até a ruptura ou carga máxima.

VELLOSO e LOPES (2010) citam que, nas provas de carga à compressão, o carregamento é feito por um macaco hidráulico com manômetro (devidamente aferido e com certificado de calibração por órgão credenciado) que reage contra um sistema de reação, que pode ser: uma plataforma com peso (chamada *cargueira*), vigas presas a estacas vizinhas que serão tracionadas, ou vigas/capacetes ancorados no terreno (Figura 24). Nestes casos a instrumentação básica é também constituída por quatro extensômetros, com precisão de centésimos de milímetro para medição dos recalques e rotação do topo da estaca, e defletômetros para medir o deslocamento do topo da estaca. É recomendado o uso de células de carga entre o macaco e o sistema de reação para eliminar duvidas quanto a possíveis problemas de calibração do macaco.

Figura 24 - Prova de carga estática



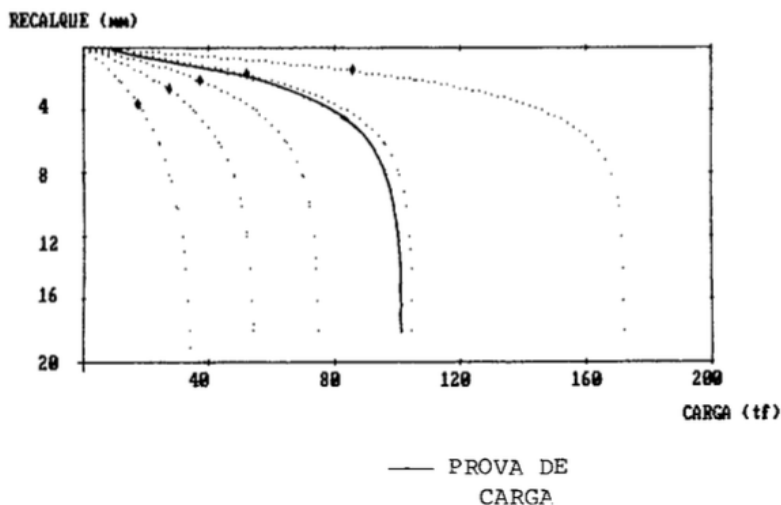
Fonte: TG Port (2015)

Para obter o modo de transferência de carga, deve-se implementar no fuste um ou mais dos seguintes sistemas: defômetros fixados na face da estaca ou em barras de armadura, defômetros de contatos removíveis instalados em furos na estaca, extensômetros de haste ou células de carga.

O principal resultado obtido do ensaio é a chamada curva “carga x recalque” (Figura 25), que mostra o comportamento da fundação sob os carregamentos estáticos crescentes. (IPT apud MEDEIROS, 2005).

Estes dados permitem uma abordagem mais exata do problema proposto em campo, confirmando (ou não) a capacidade de carga e o respectivo fator de segurança adotado pelo projetista. Pode-se ainda levar a uma otimização do projeto nos casos em que as provas de cargas forem feitas antes da execução da fundação da obra, ou então a uma readequação de projeto para eventual reforço nos casos em que o ensaio não cumprir os requisitos normativos.

Figura 25 - Exemplo de uma curva carga x recalque



Fonte: Benegas (1993)

Com respaldo de profissionais capacitados e uma execução adequada, a prova de carga estática pode gerar resultados muito próximos da situação real, o que caracteriza a efetividade do

procedimento. Em contra partida, existe escassez do aparato especial utilizado no processo em algumas regiões, de tempo e de recursos financeiros em que, na maioria das vezes, inviabilizam o ensaio.

3 ESTUDO DE CASO

3.1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundação depende, além de análise dos parâmetros reais, da experiência do profissional que deve adequar suas escolhas dentro dos limites de segurança, desempenho e economia de uma edificação.

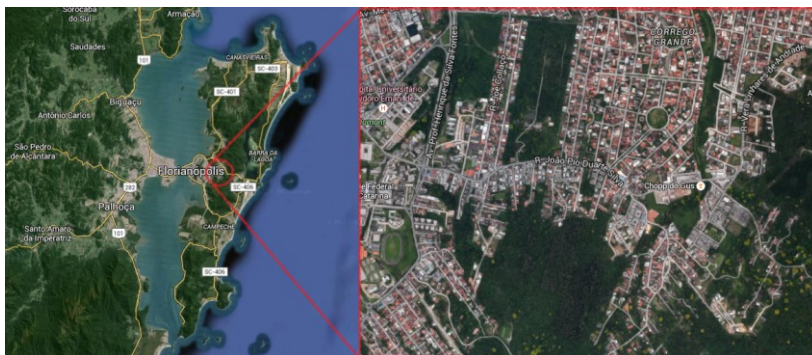
Devido a importância desta fase e o interesse em aumentar o conhecimento técnico, buscou-se fazer um estudo de caso relacionado ao uso de estacas tipo raiz como uma solução alternativa para os casos onde existem blocos de rocha dispersos no subsolo de um empreendimento onde foram utilizadas estacas tipo hélice contínua como elementos de fundação.

3.2 DESCRIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

3.2.1 Localização do campo de estudo

A obra em estudo está situada na área central da Ilha de Santa Catarina, mais precisamente no bairro Córrego Grande, Florianópolis - Santa Catarina, Brasil.

Figura 26 - Localização do bairro Córrego Grande em Florianópolis/SC



Fonte: do autor

3.2.2 Características geotécnicas do campo

O área do empreendimento sofreu investigação geotécnica por meio de 06 furos de sondagens a percussão com SPT (para caracterização do solo) e 02 furos de sondagem mista (para caracterização de solo e rocha). Em todos os casos foram determinados, sempre que possível, o N_{SPT} das camadas do subsolo.

O laudo SM-X (ANEXO A) foi definido como o que melhor representa a região a ser estudada, uma vez que encontra-se mais próximo do que as demais investigações geotécnicas. Nele encontra-se o relato da presença de uma camada de silte arenoso marrom escuro, seguida de silte arenoso variegado, blocos de granito cinza medianamente alterado, silte arenoso variegado medianamente compacto a muito compacto e granito cinza muito alterado. A sondagem foi interrompida a uma profundidade de 15,18 m.

A camada de blocos de granito presente entre a cota -3,81 m a -4,70 m do laudo SM-X (ANEXO A) foi ignorada para título de dimensionamento das estacas no projeto original, devido a não detecção desta mesma camada em sondagens próximas, considerada pelo projetista como sendo um matacão isolado.

3.2.3 Características do empreendimento

O projeto do empreendimento para uso residencial, composto por 04 torres de 08 a 09 pavimentos que abrigam vagas de garagem, áreas de lazer, áreas comuns e apartamentos privativos de 1 a 3 dormitórios. A estrutura será de concreto armado.

3.2.4 Execução da fundação por estacas tipo Hélice Contínua

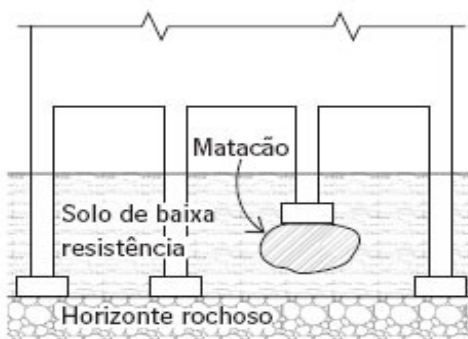
A fundação escolhida inicialmente para suportar o edifício foi por estacas tipo hélice contínua monitorada. A adoção desta técnica foi pautada pela elevada produtividade, baixa emissão ruído, pequenas vibrações durante a execução e custo de acordo com a viabilidade do empreendimento. Esta etapa foi executada por empresa especializada, com supervisão da equipe técnica da construtora, dos engenheiros responsáveis pela execução e pelo projeto de fundação.

O projeto original previa 583 estacas nos diâmetros 50,0 cm, 60,0 cm, 70,0 cm e 80,0 cm. Porém, devido a fatores executivos, as estacas de 50,0 cm e 70,0 cm foram executadas com 60,0 cm e 80,0 cm respectivamente.

Devido a magnitude dos carregamentos provenientes dos pilares da superestrutura, o projeto apresenta grupos de 1 a 8 estacas solidarizadas por blocos rígidos de concreto armado.

Durante o processo de perfuração foram encontrados matacões (Figura 28) em alguns pontos do terreno acima da cota de ponta prevista em projeto, que inviabilizou a execução de algumas estacas por este método. A Figura 27 ilustra um exemplo de fundação executada sobre bloco de rocha (matacão).

Figura 27 - Fundação sobre bloco de rocha



Fonte: Técnica (2015)

Figura 28 - Matacão retirado do subsolo da obra

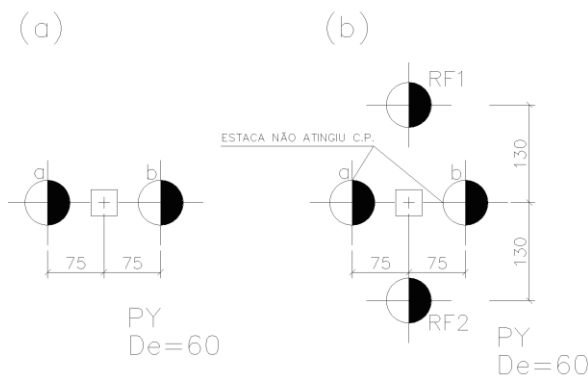


Fonte: do autor

Uma vez inviabilizadas algumas estacas tipo hélice contínua, foi feita uma nova análise do projeto e proposto dois tipos de soluções:

- 1) Nos grupos de estacas que recebem cargas de pequena magnitude e possuem disponibilidade de espaço, foram inseridas mais estacas tipo hélice contínua no estaqueamento, obedecendo os critérios de capacidade de carga. A Figura 29 ilustra essa intervenção no estaqueamento do pilar PY.

Figura 29 - (a) configuração inicial do estaqueamento do pilar PY; (b) estaqueamento alterado após inviabilidade executiva



Fonte: do autor

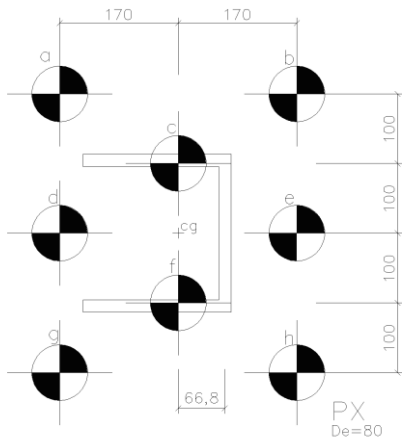
- 2) Nos grupos que recebem cargas de grande magnitude ou não possuem espaço para mais estacas, foi adotado o uso de estacas tipo raiz. A escolha desta tecnologia foi justificado por ser a única disponível na região com potencial para atravessar rocha e proporcionar capacidade de carga satisfatória.

3.2.5 Características das estacas em estudo

O grupo de estacas selecionado para este estudo é o que compõe o bloco que dará origem ao pilar do elevador de uma das torres, neste caso representado por PX. O projeto original do bloco é composto por 08 estacas tipo hélice contínua de diâmetro de 80,0 cm e comprimento útil de 7,0 m cada (Figura 30). A cota de arrasamento das estacas é igual

a -3,20 m a partir da cota do terreno natural, totalizando uma perfuração de 10,20 m.

Figura 30 - Projeto inicial de estaqueamento do pilar PX



Fonte: do autor

Os valores da combinação de esforços acoplados que representam a pior situação que incide no pilar PX, foram extraídos da tabela de carga do projeto estrutural e estão expostas na Tabela 15, onde Fx e Fy são componentes horizontais de força, Fz componente vertical e Mx e My são momentos aplicados sobre os respectivos eixos x e y.

Tabela 15 - Carregamentos provenientes do pilar PX

ESFORÇOS MÁXIMOS NA BASE DO PILAR <u>PX</u>				
Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
113,76	242,22	3828,52	2835,10	1079,71

Fonte: do autor

O cálculo da carga no estaqueamento foi realizado pelo método de Nökkentved citado no item 2.5.3, considerando a hipótese de ligação rotulada entre o bloco rígido e estacas. Na Tabela 16 estão expostos os carregamentos da estaca mais solicitada do bloco (PX-h), no qual as componentes horizontais de força estão representadas pela resultante Fh e a força vertical (axial à estaca) por Fv.

Tabela 16 - Carregamento na estaca PX-h

CARREGAMENTO MÁXIMO NA ESTACA MAIS SOLICITADA <u>PX-h</u>	
Fh (kN)	Fv (kN)
33,44	875,78

Fonte: do autor

Porém, devido a presença de rocha acima da cota de ponta, as estacas PX-b, PX-d, PX-e, PX-g e PX-h não puderam ser executadas como previstas em projeto.

Por possuir carregamento elevado, no bloco PX foi adotado a segunda alternativa entre as soluções levantadas para a inexecutabilidade de estacas tipo hélice contínua (estaca tipo raiz), e que será dimensionada nos itens a seguir.

3.3 DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TIPO RAIZ

O dimensionamento de capacidade de carga de uma estaca é parte da concepção do projeto de uma fundação. O processo é usualmente viabilizado através dos métodos analíticos (teóricos ou semi-empíricos), da análise de ensaios de carregamentos dinâmicos ou por provas de carga.

As metodologias escolhidas para o cálculo da capacidade carga de estaca tipo raiz do presente estudo de caso foram Cabral (1986), Brasfond (1991) e Cabral-Antunes (2000). A escolha destes métodos analíticos semi-empíricos se justificam por serem os mais indicados para a previsão de capacidade de carga de estacas tipo raiz e estacas sobre rocha.

3.3.1 Características dos elementos projetados

As estacas injetadas do tipo raiz serão executadas em solo e rocha com estratigrafia variada, sendo possível, através dos laudos de sondagem, estimar o perfil do subsolo.

Quanto ao elemento estrutural propriamente dito, as especificações adotadas foram as seguintes:

- O comprimento varia de acordo com a cota superior da camada rocha (sã ou alterada), ou seja, serão desprezados os valores de resistência do solo e estabelecido o quanto a

estaca deve penetrar na camada rochosa para atingir a capacidade de carga necessária.

- O diâmetro nominal definido foi de 45,0 cm, com diminuição para o diâmetro de 35,5 cm quando embutida em rocha. O uso desta dimensão tem o intuito de se assemelhar o máximo possível da situação do projeto real.
- As especificações dos materiais utilizados estão descritos no item 3.5 que consta sobre o processo executivo de estacas deste tipo.

3.3.2 Previsão da capacidade de carga pelo método Cabral (1986)

Seguindo a metodologia de previsão de capacidade de carga de uma estaca proposta por Cabral em 1986, criou-se uma rotina computacional de cálculo por meio de planilhas do *software* Excel.

A confecção da planilha de cálculo foi feita na vertical, seguindo a semelhança com o perfil do subsolo do terreno e as respectivas camadas estimadas nas investigações geotécnicas.

Vale ressaltar algumas considerações presentes no cálculo da capacidade de carga:

- Será seguido o proposto no item 2.6.2, que indica desconsiderar a resistência provocada pelo solo e considerar apenas o trecho em rocha;
- Pelo método não apresentar fatores relacionados a resistência da estaca em rocha, foi adotado um N_{SPT} igual a 40 na ocorrência de alteração de rocha ou mesmo sã. Esta aproximação se mostra comum na prática e está de acordo com a segurança de projeto;
- O valor do fator β_0 foi definido em função do diâmetro embutido na rocha (35,5 cm) e a pressão de injeção (3,5 kgf/cm²), através da equação 14;
- Os valores dos fatores β_1 e β_2 extraídos da Tabela 9 consideram a camada de alteração de rocha prevista em SM-X como sendo silte arenoso, uma vez que encontra-se abaixo de uma espessa camada deste tipo. Esta aproximação mostra-se conservadora na mensuração da capacidade de carga.
- A camada intermediária de blocos de granito medianamente alterado foi desprezado, por não se ter exatidão das

dimensões dos mesmos e por estar sobre uma camada com baixa capacidade de suporte;

- O fator de segurança utilizado igual a 2 segue o prescrito da NBR 6122:2010 para cálculo de capacidade de carga por métodos semi-empíricos de estacas injetas.

Ciente destas condições e seguindo a metodologia Cabral (1986) descrita no item 2.6.1.3, foi calculado a capacidade de carga e a respectiva carga admissível a cada metro do elemento de fundação estaca-rocha, como evidenciado no Quadro 1.

Quadro 1 - Dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca tipo raiz pelo método Cabral (1986)

MÉTODO CABRAL (1986)													
Estaca	Tipo	Pressão de Injeção (kgf/cm²)	f _{ck} argamassa (Mpa)	Diâmetro em rocha (cm)	Área seção (cm²)	Perímetro (cm)		F.S. (global)					
Injetada	Raiz	3,5	20	35,5	989,80	111,53		2,0					
DIMENSIONAMENTO POR CAMADA													
Profundidade (m)	N _{SPT}	Composição da camada	β ₀	β ₁	β ₂	β ₀ x β ₂ x N _P (≤ 50,0 kgf/cm²)	R _p camada (kN)	β ₀ x β ₁ x N _L (≤ 2,0 kgf/cm²)	R _L camada (kN)	R _L acumulada (kN)	R total (kN)	P _{adm} (kN)	
1	4	Silte arenoso											
2	8	Silte arenoso											
3	11	Silte arenoso											
4	40	Granito medianamente alt.											
5	14	Silte arenoso											
6	19	Silte arenoso											
7	22	Silte arenoso											
8	13	Silte arenoso											
9	5	Silte arenoso											
10	40	Granito muito alterado	1,03	0,06	2,00	82,4	50	2,47	2	218,74	218,74	704,07	352,04
11	40		1,03	0,06	2,00	82,4	50	2,47	2	218,74	437,48	922,81	461,41
12	40		1,03	0,06	2,00	82,4	50	2,47	2	218,74	656,22	1141,55	570,78
13	40		1,03	0,06	2,00	82,4	50	2,47	2	218,74	874,96	1360,29	680,15
14	40		1,03	0,06	2,00	82,4	50	2,47	2	218,74	1093,70	1579,03	789,52
15	40		1,03	0,06	2,00	82,4	50	2,47	2	218,74	1312,44	1797,77	898,89

Fonte: do autor

3.3.3 Previsão da capacidade de carga pelo método Brasfond (1991)

Os recursos computacionais utilizados no item anterior também foram implementados para o cálculo da capacidade de carga e a respectiva carga admissível pelo método Brasfond (1991).

É importante ressaltar algumas considerações necessárias para obtenção dos resultados apresentados:

- Será seguido o proposto no item 2.6.2, que indica desconsiderar a resistência provocada pelo solo e considerar apenas o trecho em rocha;
- Pelo método não apresentar fatores relacionados a resistência da estaca em rocha, foi adotado um N_{SPT} igual a 40 na ocorrência de alteração de rocha ou mesmo sã. Esta aproximação se mostra comum na prática e está de acordo com a segurança de projeto;
- Os valores dos fatores α e β extraídos da Tabela 10 consideram a camada de alteração de rocha prevista em SM-X como sendo silte arenoso, uma vez que encontra-se abaixo de uma espessa camada deste tipo. Esta aproximação mostra-se conservadora na mensuração da capacidade de carga;
- A camada intermediária de blocos de granito medianamente alterado foi desprezado, por não se ter exatidão das dimensões dos mesmos e por estar sobre uma camada com baixa capacidade de suporte;
- O fator de segurança utilizado igual a 2 segue o prescrito da NBR 6122:2010 para cálculo de capacidade de carga por métodos semi-empíricos de estacas injetas.

Seguindo as considerações acima e a metodologia Brasfond (1991) descrita no item 2.6.1.4, foi calculado a capacidade de carga e a respectiva carga admissível a cada metro do elemento de fundação estaca-rocha, como evidenciado no Quadro 2.

Quadro 2 - Dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca tipo raiz pelo método Brasfond (1991)

MÉTODO BRASFOND (1991)							
Estaca	Tipo	Pressão de Injeção (kgf/cm²)	f _{ck} argamassa (Mpa)	Diâmetro em rocha (cm)	Área seção (cm²)	Perímetro (cm)	F.S. (global)
Injetada	Raiz	3,5	20	35,5	989,80	111,53	2,0

DIMENSIONAMENTO POR CAMADA										
Profundidade (m)		N _{sPT}	Composição da camada	α ₀ (kPa)	β (kPa)	R _p camada (kN)	R _L camada (kN)	R _L acumulada (kN)	R total (kN)	P _{adm} (kN)
1		4	Siltite arenoso							
2		8	Siltite arenoso							
3		11	Siltite arenoso							
4		40	Granito med. alt.							
5		14	Siltite arenoso							
6		19	Siltite arenoso							
7		22	Siltite arenoso	150	5	420,7	223,05	223,05	643,72	321,86
8		13	Siltite arenoso							
9		5	Siltite arenoso							
10		40	Granito muito alterado							
11		40		150	5	593,9	223,05	446,11	1039,98	519,99
12		40		150	5	593,9	223,05	669,16	1263,04	631,52
13		40		150	5	593,9	223,05	892,21	1486,09	743,05
14		40		150	5	593,9	223,05	1115,27	1709,14	854,57
15		40	150	5	593,9	223,05	1338,32	1932,20	966,10	

Fonte: do autor

3.3.4 Previsão de capacidade de carga pelo método Cabral-Antunes (2000)

Da mesma forma realizada nas previsões anteriores, lançou-se mão do uso de planilhas computacionais para efetuar o cálculo da capacidade de carga e a respectiva carga admissível segundo os requisitos propostos por Cabra e Antunes no ano de 2000.

Destacam-se algumas considerações no que diz respeito ao cálculo da capacidade de carga para este caso:

- Será seguido o proposto no item 2.6.2, que indica desconsiderar a resistência provocada pelo solo e considerar apenas o trecho em rocha;
- Por não haver registros e ensaios que forneçam os valores da resistência a compressão simples da rocha encontrada em campo, adotou-se o valor mínimo de 70 MPa para granito, de acordo com a Tabela 12. A consideração mostra-se a favor da segurança por ser o menor valor proposto pelo presente método;
- Por falta de dados mais precisos, o coeficiente de correlação β_p extraído da Tabela 11 leva em consideração a pior situação possível para uma camada de rocha muito alterada (0,07). Esta aproximação mostra-se conservadora na mensuração da capacidade de carga;
- A camada intermediária blocos de granito medianamente alterado foi desprezado por não se ter exatidão das dimensões dos mesmos e por estar sobre uma camada com baixa capacidade de suporte;
- Os valores da resistência por atrito lateral e resistência de ponta unitária consideradas são os de menor grandeza dentre os calculados;
- Pela rocha de apoio não apresentar um nível de confiança razoável, foi adotado um comprimento mínimo de embutimento igual a quatro vezes o diâmetro da estaca;
- O fator de segurança utilizado igual a 2 segue o prescrito da NBR 6122:2010 para cálculo de capacidade de carga por métodos semi-empíricos de estacas injetas.

Seguindo as considerações acima e a metodologia Cabra-Antunes (2000) descrita no item 2.6.2.1, foi calculado a capacidade de carga e a respectiva carga admissível a cada metro do elemento de fundação estaca-rocha, como evidenciado no Quadro 3.

Quadro 3 – Dimensionamento da capacidade de carga de uma estaca tipo raiz pelo método Cabral-Antunes (2000)

MÉTODO CABRAL-ANTUNES (2000)									
Estaca	Tipo	Pressão de Injeção (kgf/cm²)	f _{ck} argamassa (MPa)	Diâmetro em rocha (cm)	Área seção (cm²)	Perímetro (cm)	Embutimento mínimo = 4,0 · D (m)	F.S. (global)	
Injetada	Raiz	3,5	20	35,50	989,80	111,53	1,42	2,0	

DIMENSIONAMENTO POR CAMADA												
Profundidade (m)	NSPT	Composição da camada	β _p	σ _c (MPa)	r _p (≤ 8,0 Mpa)	n _t (≤ 1,33 MPa)	R _p camada (kN)	R _L camada (kN)	R _L acumulada (kN)	R total (kN)	P _{adm} (kN)	
1	4	Silte arenoso										
2	8	Silte arenoso										
3	11	Silte arenoso										
4		Granito med. Alt.										
5	14	Silte arenoso										
6	19	Silte arenoso										
7	22	Silte arenoso										
8	13	Silte arenoso										
9	5	Silte arenoso										
10			0,07	70	5	8	0,17	1,33	485,00	191,27	676,27	338,13
11			0,07	70	5	8	0,17	1,33	485,00	191,27	382,54	433,77
12			0,07	70	5	8	0,17	1,33	485,00	191,27	573,80	529,40
13			0,07	70	5	8	0,17	1,33	485,00	191,27	765,07	625,04
14			0,07	70	5	8	0,17	1,33	485,00	191,27	956,34	720,67
15			0,07	70	5	8	0,17	1,33	485,00	191,27	1147,61	816,30

Fonte: do autor

3.3.5 Análise da carga admissível dos elementos de fundação

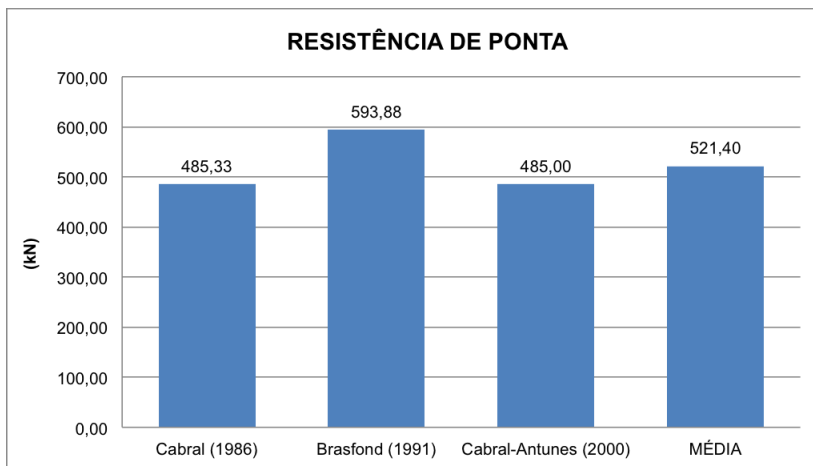
A determinação da carga máxima aceitável aplicada sobre o elemento de fundação pelos métodos semi-empíricos, sobre tudo métodos correlacionados aos valores de N_{SPT} , se apresentam como ferramenta de maior agilidade, eficiência e segurança para projetos de fundações de edifícios.

Apesar das vantagens apresentadas, é importante que o projetista faça uma análise, concomitantemente à realização do cálculo, das limitações regionais existentes e dispersão de dados, uma vez que a concepção de cada método ocorreu de maneira diferente.

Embora as condições de contorno e os critérios de projeto sejam fixados, a utilização de diferentes métodos podem resultar em valores dispersos de carga admissível. É de responsabilidade do engenheiro projetista adotar um valor compatível com os calculados e que atenda os critérios de desempenho, segurança e economia do empreendimento.

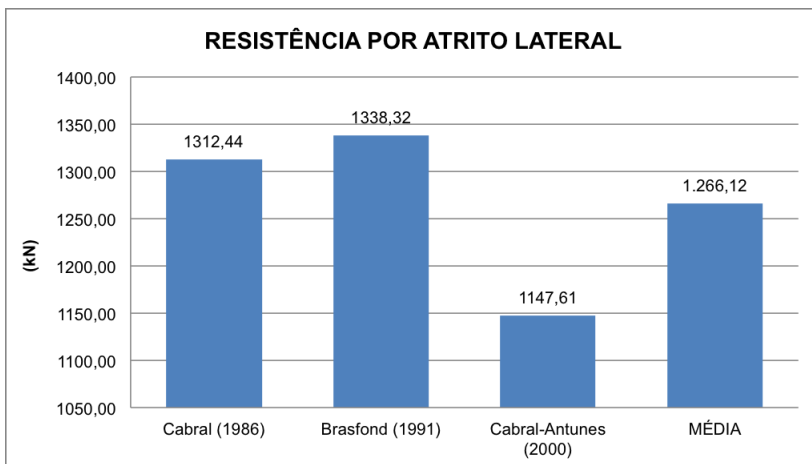
Os resultados obtidos das três metodologias de previsão de capacidade de carga para a profundidade de 15 metros do nível do terreno, nos trazem diferentes valores para resistência de ponta (Figura 31), resistência lateral (Figura 32) e, conseqüentemente, resistência total do sistema geotécnico (Figura 33).

Figura 31 - Resistência de ponta do sistema estaca-rocha em estudo aos 15 metros de profundidade



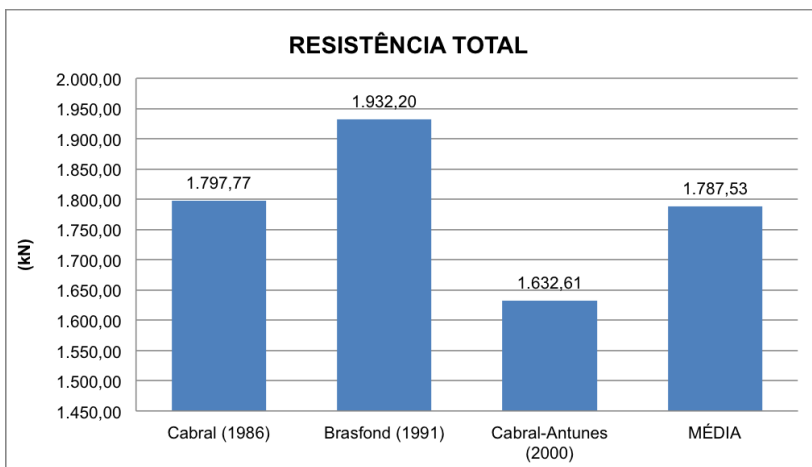
Fonte: do autor

Figura 32 - Resistência por atrito lateral do sistema estaca-rocha em estudo aos 15 metros de profundidade



Fonte: do autor

Figura 33 - Resistência total do sistema estaca-rocha em estudo aos 15 metros de profundidade



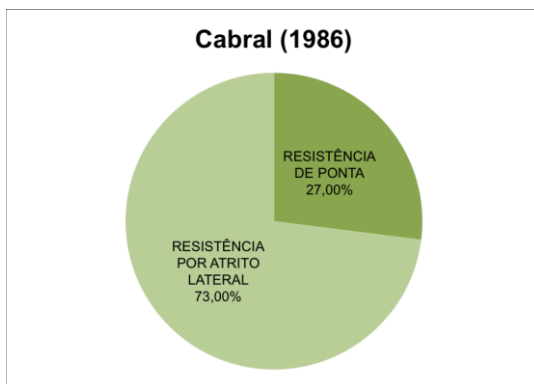
Fonte: do autor

Frente os resultados obtidos, é possível notar uma certa homogeneidade nos valores de resistência de ponta, sendo que o mais conservador foi o método Cabral-Antunes (2000), seguido do método

Cabral (1986) e por último o método Brasfond (1991). Já para os valores de resistência pelo atrito lateral apresenta uma variação maior, onde destaca-se o método de Cabral-Antunes (2000) como sendo muito mais conservador frente os demais métodos (9,36% menor que a média).

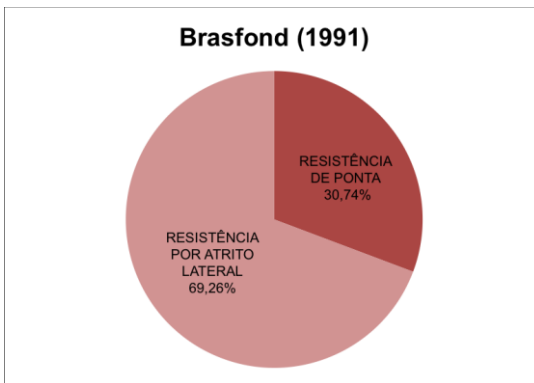
Os gráficos representados pela Figura 34, Figura 35 e Figura 36 ilustram a porcentagem que cada parcela de resistência influi no valor total da capacidade de carga do elemento de fundação. É evidente que a contribuição da resistência de atrito lateral é muito maior que de ponta em todos os casos, sendo de aproximadamente 70% contra 30%, respectivamente, em todos os casos.

Figura 34 - Parcelas de influência na capacidade de carga total – Cabral (1986)



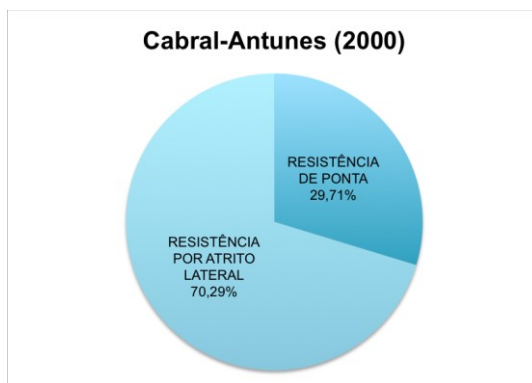
Fonte: do autor

Figura 35 - Parcelas de influência na capacidade de carga total – Brasfond (1991)



Fonte: do autor

Figura 36 - Parcelas de influência na capacidade de carga total - Cabral-Antunes (2000)



Fonte: do autor

Nota-se, para efeito de dimensionamento deste trabalho, que o método Brasfond (1991) possui os maiores valores de capacidade de carga, permitindo afirmar que tal método é menos conservador frente aos demais. Entretanto, devido a inexistência de uma metodologia específica de escolha frente as alternativas disponíveis, torna-se inadequado afirmar qual método deve ser adotado. Desta maneira, cabe ao engenheiro projetista a determinação da metodologia a ser adotada e a aferição dos resultados obtidos, garantindo assim as exigências mínimas previstas nas normas vigentes.

Dado um espectro de valores sem discrepâncias relevantes, as dúvidas para escolha de qual metodologia adotar foram minimizadas, sendo racional o uso de qualquer uma delas. Optou-se, porém, pela escolha do valor médio das cargas admissíveis com os devidos fatores de segurança aplicados, expresso pela Equação 29:

$$Pa_{estaca} = \frac{Pa_{(Cabral)} + Pa_{(Brasfond)} + Pa_{(Cabral-Antunes)}}{3} \quad (29)$$

Substituindo pelos valores de cargas admissíveis calculados no Quadro 1, Quadro 2 e Quadro 3 para profundidade de 15 metros, temos:

$$Pa_{estaca} = \frac{898,89 + 966,10 + 816,30}{3} = 893,76 \text{ kN}$$

Para completa verificação da carga admissível a ser adotada, deve-se, ainda, fazer a verificação da tensão admissível no elemento estrutural e optar pelo menor valor entre este e a carga admissível do elemento geotécnico. A Figura 37 retirado do livro de VELLOSO & LOPES (2010) indica que a carga de trabalho máxima de uma estaca tipo raiz de 32 cm (valor imediatamente inferior á 35,5 cm) é de 1000 kN, superior ao valor calculado para interação estaca-rocha.

Logo, seguindo os critérios normativos, a carga admissível do elemento de fundação composto por estaca tipo raiz de diâmetro nominal de 45,0 cm e diâmetro embutido em rocha de 35,5 cm, com 15 m de profundidade inserido em solo com perfil estratigráfico descrito no ANEXO A é de:

$$Pa = 893,76 \text{ kN}$$

Conclui-se que a estaca tipo raiz com cota de ponta aos -15,0 m, diâmetro nominal de 45,0 cm e injetada no subsolo descrito pelo ANEXO A, é suficiente para o carregamento axial de 875,78 kN sobre o bloco PX, como sugere a inequação abaixo (em kN):

$$875,78 < 893,76$$

Figura 37 - Cargas usuais de acordo com o tipo de estaca

Tipo de Estaca	Dimensão (cm)	Carga Usual (kN)	Carga Máx. (kN)	Obs.
Escavadas Circulares sem revestimento ou fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 MPa	$\varnothing 20^*$	100	120	* = "estaca broca"
	$\varnothing 25^*$	150	200	
	$\varnothing 30^*$	200	250	Não são indicadas
	$\varnothing 60$	1000	1400	abaixo do NA.
Strauss $\sigma = 3$ a 4 MPa	$\varnothing 25$	150	200	Não são indicadas na
	$\varnothing 32$	250	350	ocorrência de argilas
	$\varnothing 38$	350	450	muito moles e abaixo
	$\varnothing 45$	500	650	do NA.
Escavadas com revestimento ou com fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 MPa	$\varnothing 60$	1100	1400	Escavação estabilizada com fluido (lama) ou camisa de aço.
	$\varnothing 80$	2000	2500	
	$\varnothing 100$	3100	3900	** = "estaca-diafragma ou "barrete" (escavação estabilizada com fluido
	$\varnothing 120$	4500	5600	
	$40 \times 250^{**}$	4000	5000	
	$60 \times 250^{**}$	6000	7500	
	$80 \times 250^{**}$	8000	10000	
	$100 \times 250^{**}$	10000	12500	
Estacas Hélice $\sigma = 5$ a 6 MPa	$\varnothing 40$	600	800	
	$\varnothing 60$	1400	1800	
	$\varnothing 80$	2500	3000	
	$\varnothing 100$	4000	4700	
Estacas Raiz $\sigma = 11$ a 12,5 MPa	$\varnothing 17$	250	300	diâm. acabado $\varnothing 20$ cm
	$\varnothing 22$	400	500	diâm. acabado $\varnothing 25$ cm
	$\varnothing 27$	600	700	diâm. acabado $\varnothing 30$ cm
	$\varnothing 32$	850	1000	diâm. acabado $\varnothing 35$ cm
	$\varnothing 37$	1200	1400	diâm. acabado $\varnothing 40$ cm

σ = tensão de trabalho

Fonte: Velloso & Lopes (2010)

3.4 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO ESTRUTURAL DA ESTACA TIPO RAIZ PROPOSTA

Os elementos de fundações estão sujeitos a diversos tipos de ações solicitantes provenientes da estrutura tais como: vento, sismo, reaterro, peso próprio da superestrutura etc. Tornando necessário a realização de estudos precisos referentes ao detalhamento estrutural.

De acordo com a NBR 6122:2010, todas as estacas tipo raiz devem possuir armadura integral, ou seja, em todo seu comprimento independente do carregamento e a uma taxa mínima de 0,5%. A resistência característica máxima da argamassa considerada em projeto deve ser de 20 MPa.

A mesma norma ainda faz a referência que para estacas com taxa de armadura entre 0,5 % e 6,0 % deve ser dimensionada como pilar de concreto armado. No caso em que o elemento estrutural seja armado por aço com resistência maior 500 MPa ou uma taxa de armadura

superior a 6,0 %, o cálculo deverá considerar apenas a resistência do aço, uma vez que é difícil garantir o preenchimento pleno do furo com argamassa.

O dimensionamento estrutural, bem como o detalhamento das armaduras, seguem as normas NBR 6118:2007 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) e NBR 6122:2010 (Projeto e execução de fundações), onde a estaca é calculada como pilar curto (devido ao confinamento em solo) e com pequena excentricidade acidental:

$$Nd = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} (A_e - A_s) + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} A_s \quad (30)$$

onde:

$$Nd = \gamma_f Neq \quad (31)$$

sendo que:

$$Neq = N \left[1 + \beta \frac{e}{d} \right] \quad (32)$$

com β dado por:

$$\beta = \frac{1}{(0,39 + 0,01 \alpha) - 0,8 \frac{d'}{d}} \quad (33)$$

e a excentricidade e é dado por:

$$e = H \left[\frac{1}{100 \sqrt{H}} \right] \quad (34)$$

em que:

H : comprimento da estaca em solo (5,8 metros, a partir da cota de arrasamento);

d' : igual a 8,0 para barra de 12,5mm e estribo de 6,3mm;

d : diâmetro nominal da estaca (45cm);

α : fator igual a -4 para seções circulares (item 17.2.5.1 da NBR6118:2007);

N : carga axial de trabalho da estaca (igual a 875,78 kN);

N_{eq} : carga axial equivalente devido a excentricidade e

N_d : carga axial de projeto da estaca;

f_{ck} : resistência característica da argamassa (igual a 20 MPa);

f_{yk} : resistência característica do aço (para CA50 $f_{yk} = 500$ MPa);

A_e : área da seção transversal da estaca (989,80 cm²);

A_s : área da seção transversal da armadura (inferior a 6% da seção da estaca);

γ_f : fator de majoração da carga de trabalho (igual a 1,4 - tabela 4 do item 8.6.3 da NBR 6122:2010);

γ_c : fator de minoração da argamassa (igual a 1,6 - tabela 4 do item 8.6.3 da NBR 6122:2010);

γ_s : fator de minoração do aço (igual a 1,15 - tabela 4 do item 8.6.3 da NBR 6122:2010).

Aplicando os valores:

$$e = 580 \frac{1}{100 \sqrt{580}} = 0,241 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{1}{(0,39 + 0,01 \cdot 4) - 0,8 \frac{8}{45}} = 4,813$$

$$N_{eq} = 875,78 + 4,813 \frac{0,241}{45} = 898,34 \text{ kN}$$

$$N_d = 1,4 \cdot 898,34 = 1257,67 \text{ kN}$$

$$1257,67 = 0,85 \frac{20 \cdot 10^3}{1,6} (0,09898 - A_s) + \frac{500 \cdot 10^3}{1,15} A_s$$

temos o resultado:

$$A_s = 0,0004856 \text{ m}^2 = 4,856 \text{ cm}^2$$

Para verificar se a área calculada atende o requisito de armadura mínima, aplicamos a condição abaixo em que δ representa a taxa de armadura:

$$\delta = \frac{A_s}{A_e} \leq 0,5\% \quad (35)$$

logo,

$$\delta = \frac{A_s}{A_e} = \frac{4,856}{989,8} = 0,49\% < 0,5\%$$

Como a área calculada está abaixo do mínimo estabelecido pela norma, será adotada a área de armadura mínima equivalente a 0,5% da área transversal da estaca:

$$A_s = 0,005 \cdot 989,8 = 4,949 \text{ cm}^2$$

Logo, para atender a área de aço prevista de 4,949 cm², serão utilizadas 5 barras de diâmetro 12,5 mm cada, distribuídas de maneira uniforme, resultando em uma área final de 6,136 cm².

Como metodologia alternativa, HACHICH et. al (1998) apresentam a Equação 30 proposta por ALONSO (1993) para cálculo da área de armadura de estacas tipo raiz e a qual deu origem ao quadro que compõe a Figura 38.

$$A_s = \frac{2 \cdot N - 0,6 D^2 \cdot f_{ck}}{0,9 \cdot f_{yk} - 0,765 \cdot f_{ck}} \quad (36)$$

Em que:

A_s : área da seção transversal da armadura (inferior a 6% da seção da estaca);

D : diâmetro final da estaca (35,5 cm - trecho em rocha);

N : carga axial de compressão (igual a 875,78 kN);

f_{ck} : resistência característica da argamassa (igual a 20 MPa);

f_{yk} : resistência característica do aço (para CA50 $f_{yk} = 500$ MPa)

Aplicando os valores temos:

$$A_s = \frac{2[(875,78) - 0,6(0,355)^2(20.000)]}{0,9[(500.000) - 0,765(20.000)]}$$

$$A_s = 5,502 \text{ cm}^2$$

Figura 38 - Cargas admissíveis máximas para estaca tipo raiz

[illegible]

Fonte: Hachich et. al (1998)

O resultado se apresenta como valor muito próximo ao calculado pela metodologia proposta na NBR 6118:2007 e abaixo da área da armadura adotada (5 barras de 12,5 mm), o que valida ainda mais o dimensionamento estrutural da estaca.

O comprimento da armadura depende da cota de ponta (-15,00 m), da cota de arrasamento (-3,20 m) e da ancoragem da estaca no bloco, definido pela Equação 34 onde ϕ representa o diâmetro da barra:

$$L_{anc} = 45 \square \phi \quad (37)$$

$$L_{anc} = 45 \square 12,5 = 562,5 \text{ mm} \cong 60,00 \text{ cm}$$

Logo o comprimento total será:

$$L = 15,00 - 3,20 + 0,60 = 12,40 \text{ m}$$

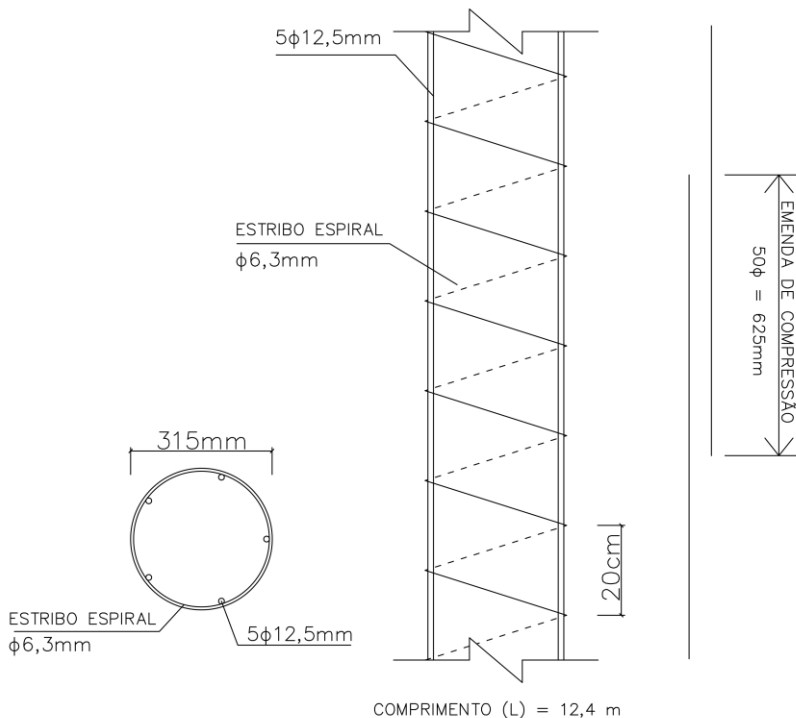
Resultando em uma estaca de comprimento útil igual a 11,80 m ($15,00 \text{ m} - 3,20 \text{ m} = 11,80 \text{ m}$) e armadura de 12,40 m.

Uma vez que os carregamentos horizontais são de baixa magnitude e apresentam pequena influência no comportamento desta estrutura de fundação, a armadura de resistência ao cisalhamento adotada será a proposta na Figura 38, para uma estaca com diâmetro imediatamente inferior (310 mm). O que resulta na distribuição de barras de 6,3 mm espaçadas a cada 20 cm armadas, preferencialmente, no formato espiral (tipo gaiola) e soldadas nas 5 barras de 12,5 mm.

É importante destacar que o Manual de Execução de Fundações e Geotecnia da Associação Brasileira de Empresas de Fundações e Geotecnia (ABEF) de 2012 indica que o diâmetro da armadura deve garantir um cobrimento mínimo de 2 cm em relação ao diâmetro interno do tubo de perfuração. Como neste caso haverá perfuração em rocha, adotou-se um diâmetro para a armadura de 4 cm menor que o diâmetro do martelo de fundo utilizado, garantindo um cobrimento médio de 7 cm do diâmetro nominal da estaca.

O detalhamento apresentado pela Figura 39 compõe a armadura da estaca em sua configuração final.

Figura 39 - Detalhamento da armadura da estaca tipo raiz proposta

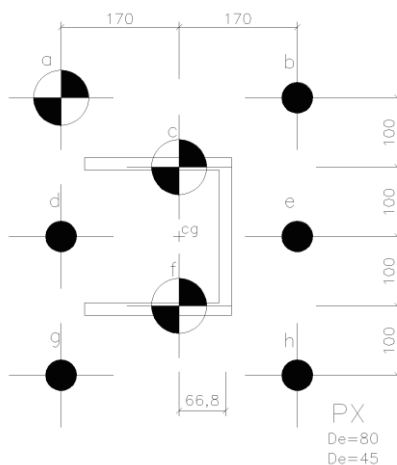


Fonte: do autor

O grupo de estacas que compõe o bloco do pilar PX manteve a geometria inicial, porém as estacas tipo hélice contínua que não puderam ser executadas foram substituídas pelas estacas tipo raiz propostas no presente trabalho, como ilustrado na Figura 40.

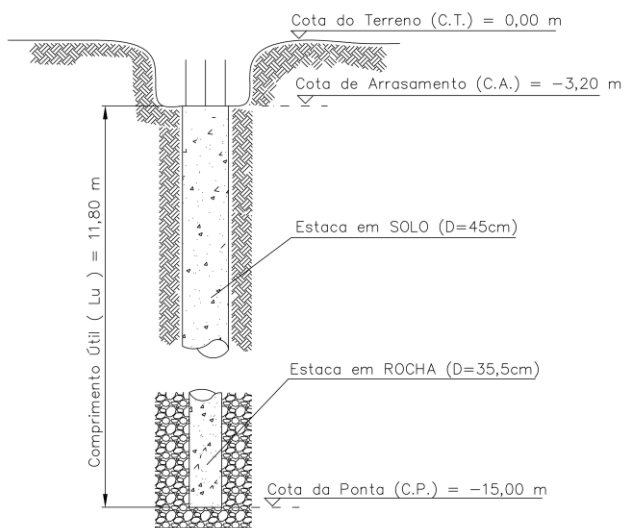
Apesar dos carregamentos entre as estacas do mesmo bloco apresentarem variações, por questões executivas serão todas executadas com o mesmo comprimento útil de 11,80 m, dimensionada para o caso de maior carregamento, como ilustrado na Figura 41.

Figura 40 - Configuração final do bloco PX para a solução proposta por estacas tipo raiz



Fonte: do autor

Figura 41 - Detalhamento do fuste da estaca tipo raiz proposta



Fonte: do autor

3.5 PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS DE ESTACAS TIPO RAIZ

A seguir serão descritos procedimentos da execução de estacas tipo raiz estudados em campo e algumas orientações previstas no Manual de Execução de Fundações e Geotecnia da Associação Brasileira de Empresas de Fundações e Geotecnia (ABEF) e na norma NBR 6122:2010 da ABNT. É importante lembrar que o dimensionamento das estacas executadas foi feito por um engenheiro projetista experiente que utilizou metodologias de cálculo diferentes das abordadas no presente trabalho.

3.5.1 Serviços preliminares

Antes de dar início a perfuração das estacas, é importante ter em mãos alguns documentos complementares à execução:

- Relatório de sondagens do local;
- Planta de locação com cotas de arrasamento, detalhes da armação e carga prevista para a estaca;
- Tabela das estacas com numeração, bloco, diâmetro, comprimento previsto, cota de ponta e cota de arrasamento;
- Relatório executivo para execução de cada estaca.

Além dos itens listados acima, é necessário verificar a disponibilidade de material (cimento, areia e armação montada) (Figura 42) e a liberdade de movimento da perfuratriz de acordo com a logística da obra, tornando o processo mais controlado e previsível.

Figura 42 - Materiais para execução de estaca tipo raiz



Fonte: do autor

3.5.2 Locação da estaca e posicionamento da perfuratriz

Atendidos os requisitos anteriores, é dada continuidade nos serviços através locação do eixo das estacas no terreno. A locação bem feita se torna necessária para evitar possíveis excentricidades que culminam em uma execução errônea, podendo elevar custos para a obra. De acordo com a NBR 6122:2010 a tolerância máxima para excentricidade de execução é de 10% do diâmetro da estaca e não se deve executar estacas com espaçamento inferior a 5 diâmetros em um intervalo inferior a 12 horas.

Realizado a marcação das estacas a serem executadas, é feito o posicionamento da perfuratriz no terreno, a verificação da verticalidade e/ou ângulo de inclinação (de acordo com a característica da estaca) e a centralização do tubo de revestimento no piquete de locação, como mostrado na Figura 43.

Figura 43 - Posicionamento do equipamento e verificação da verticalidade



Fonte: do autor

3.5.3 Perfuração

A perfuração no solo é realizada por meio da perfuratriz rotativa ou roto-percussiva com a descida do tubo de revestimento (Figura 44) e auxílio (se necessário) de brocas de três asas ou tricône, para execução de pré-furo ou ainda para limpeza no interior do revestimento.

Figura 44 - Tubos de revestimento



Fonte: do autor

O tubo de revestimento desce com auxílio de circulação de água (ou ar comprimido) injetado no seu interior, até profundidade prevista em projeto, como ilustrado na Figura 45. É importante ressaltar que o diâmetro nominal da estaca se diferencia do diâmetro externo do tubo de revestimento utilizado, como segue na Tabela 17.

Tabela 17 - Diâmetros equivalentes de estaca tipo raiz

DIÂMETRO NOMINAL DA ESTACA (mm)	DIÂMETRO EXTERNO DO TUBO (mm)	DIÂMETRO DA ESTACA EM ROCHA (mm)
450	406	355
410	355	305
310	275	228
250	220	178
200	168	127
160	140	101
150	127	76
120	102	-
100	80	-

Fonte: adaptado de FUNDESP (2015)

Figura 45 - Perfuração com tubo de revestimento



Fonte: do autor

Deve-se medir a profundidade da perfuração através da composição dos tubos de injeção, introduzindo-os no interior do revestimento e confrontar a medida com a soma dos comprimentos dos segmentos de tubos de revestimento empregados, sendo que esta medida deva ser no mínimo igual a prevista em projeto.

Nos casos em que ocorrerem discrepâncias entre os valores medidos e os valores da soma dos tubos de revestimentos, deve ser justificado o processo decisório adotado para esta estaca no boletim executivo.

Já no caso em que o processo de perfuração encontre algum obstáculo (como um matacão) ou atingir o topo rochoso, deve ser feito o uso de sapata ou coroa diamantada, acoplada ao barrilete amostrador, interno à composição de tubos de revestimento, de maneira a retirar-se o testemunho da rocha.

Alternativamente podem ser adotados martelos pneumáticos ou hidráulicos (Figura 47), sendo que todos os martelos perfuram por sistema roto-percussivo e trabalham no interior do tubo de revestimento (Figura 46). Esta operação causa, usualmente, uma diminuição do diâmetro da estaca.

Figura 46 - Colocação do martelo de fundo para perfuração em rocha



Fonte: do autor

Figura 47 - Martelo de fundo



Fonte: do autor

3.5.4 Colocação da armadura

Previamente à colocação da armadura, é necessário fazer a limpeza interna do tubo de revestimento com circulação de água pela composição de lavagem.

As armaduras das estacas tipo raiz devem possuir cobrimento mínimo de 20 mm e as emendas das barras devem seguir as orientações da NBR 6118 da ABNT. A descida deve prosseguir até a profundidade alcançada durante a perfuração, sendo apoiada no fundo da estaca, como mostrado na figura Figura 48.

Figura 48 - Colocação da armadura



Fonte: do autor

3.5.5 Injeção da argamassa

O lançamento da argamassa é realizado por meio de bomba injetora, de forma ascendente (do fundo para o topo da estaca). A injeção deve ser interrompida após a expulsão completa da água de circulação e a emersão da argamassa limpa, sem sinais de contaminação de lama ou detritos.

A argamassa deve possuir resistência característica mínima de 20 MPa (variando de acordo com projeto), fator a/c de 0,5 a 0,6, consumo de cimento mínimo igual a 600 kg/m³ e agregado de areia ou pedrisco. A Figura 49 e a Figura 50 mostram o preparo e o lançamento da argamassa, respectivamente.

Figura 49 - Preparo da argamassa



Fonte: do autor

Figura 50 - Lançamento da argamassa



Fonte: do autor

3.5.6 Retirada do revestimento

Iniciar a extração do revestimento por ação coaxial ao eixo da estaca, completando-se o volume da argamassa por gravidade sempre que houver abatimento da mesma no interior do tubo (ABEF, 2012).

Colocar a cabeça do revestimento a cada 4,0 m ou no mínimo três vezes por estaca (ponta inferior, meio e a 2 metros de profundidade da superfície) de maneira a permitir a aplicação de ar comprimido sob pressão moderada (de 0,3 MPa a 0,5 MPa) (ABEF, 2012). No caso do uso de bomba de injeção de argamassa sob pressão (mínimo de 0,3 MPa) não há necessidade de aplicação de ar comprimido.

É necessário garantir o posicionamento da armadura durante a injeção, sem que ocorra deslocamento vertical. A argamassa deve ser aplicada até a superfície do terreno, independente da cota de arrasamento da estaca.

3.5.7 Registro da qualidade dos serviços

Deve ser preenchida a ficha de controle diariamente para cada estaca, devendo conter, pelo menos, as seguintes informações:

- identificação da obra e local e nome do contratante e executor;
- data da execução com anotação dos horários de início e fim de cada etapa;
- identificação ou número da estaca;
- diâmetro do revestimento e nominal da estaca executada;
- cota do terreno;
- comprimento executado;
- desaprumo e desvio de locação;
- características dos equipamentos de perfuração e injeção;
- consumo de materiais (armadura e argamassa) por estaca;
- verificação da integridade de no mínimo uma estaca da obra por meio da escavação de um trecho do seu fuste;
- pressão aplicada sobre a argamassa;
- anormalidades de execução;
- observações pertinentes (ABNT, 2010).

3.5.8 Preparo da cabeça da estaca

Uma vez a estaca executada até a cota do terreno, é preciso fazer o rompimento da mesma na cota de arrasamento estipulado em

projeto, sem comprometer a integridade da estaca. A NBR 6122:2010 orienta que a seção resultante do preparo da estaca deve ser plano e perpendicular ao seu eixo. A referida norma também obriga o uso de lastro de concreto magro com espessura mínima de 5 cm para execução do bloco de coroamento, garantindo que a estaca fique 5 cm acima deste lastro.

4 CONCLUSÃO

O desenvolvimento das tecnologias aplicáveis no campo da engenharia geotécnica se mostra notável desde a sua recente criação em 1925 por Karl von Terzaghi. Como consequência destes avanços estão os métodos de dimensionamento e execução de fundações que vêm minimizando erros e custos além de considerar sempre o desempenho e a segurança.

Trabalhar com um componente no qual que não podemos ver diretamente é, de fato, desafiador. Mesmo sabendo da grande heterogeneidade presente no solo e a importância de ter um perfil estratigráfico bem definido, pôde-se notar, durante o desenvolvimento deste trabalho, que a indústria da construção civil ainda não aplica recursos suficientes em investigações geotécnicas, que poderiam diminuir os recorrentes imprevistos na execução de uma fundação.

Ficou evidente que, além do baixo investimento em ensaios *in situ*, não existe a prática de realizar Ensaios Geofísicos do subsolo para a identificação de interferências, aterros, tipo de solo e o perfil do topo rochoso, bem como ensaios de laboratório para caracterização dos materiais. Tais parâmetros poderiam refinar o cálculo da capacidade de carga de estacas e gerar grandes economias no dimensionamento, uma vez que na falta destes são adotados parâmetros conservadores como feito nos itens 3.3.2, 3.3.3 e 3.3.4 do estudo de caso.

Pôde-se observar, durante a revisão bibliográfica, a existência de diversos fatores que geram influências no comportamento de uma estrutura de fundação profunda como: carregamentos transversais, efeito *Tschebotarioff*, atrito negativo, efeito de grupo, entre outros. A desconsideração destes fenômenos em projeto caracteriza-se como negligência e pode acarretar erros irreversíveis para um edifício.

Através dos resultados obtidos para as capacidade de carga da estaca tipo raiz estudada, conclui-se que o método Cabral-Antunes (2000) é o que apresentou resultados mais conservadores, provavelmente ocasionado pela falta de parâmetros reais da alteração de rocha, seguido do método Cabral (1986) e, por último, o método de Brasfond (1991). Todos tiveram uma distribuição de resistência muito semelhante (aproximadamente 70% por atrito lateral e 30% de ponta), o que comprova a predominância da absorção de carga pela resistência do atrito lateral. Apesar de haverem pequenas divergências nos resultados, questionar a validade de um dos métodos se mostraria precipitada, uma vez que os parâmetros geotécnicos utilizados para conceber cada

metodologia sofrem diferenciações regionais e são aferidos através de provas de carga.

Conclui-se que para as cargas impostas na estaca em estudo, foi necessário adoção da área mínima de armadura devido à baixa solicitação à flexão e o grande diâmetro em que a estaca foi executada. Apesar de desatualizado, o método de Alonso (1993) para cálculo de armadura de estacas tipo raiz se mostrou condizente com as prescrições normativas.

5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho encontraram-se algumas dificuldades já descritas no capítulo 4. Sabendo disso, sugere-se a realização de um trabalho para definir, com mais precisão, os parâmetros utilizados nos métodos semi-empíricos implementados:

- Delimitar, através de ensaios de laboratório, o espectro apresentado por Cabral-Antunes (2000) de valores de resistência à compressão simples da rocha para diferentes tipos;
- Implementar, através de estudos analíticos de provas de carga, valores representativos de N_{SPT} para o cálculo da capacidade de carga em alterações rochosas pelos métodos Cabral (1983) e Brasfond (1991).

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de execução de fundações e geotecnia**. Editora Pini. São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo - Ensaio de penetração de cone em situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Blucher, 1989.

BENEGAS, Elana Quevedo. **Previsões para Curva Carga-Recalque de Estacas a Partir do S.P.T.** 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BOAVA Fundações. - Execução de estaca escavada mecanicamente. Disponível em <<http://www.boavafundacoes.com.br/p/estaca-escavada-mecanizada.html>>. Acesso em: abril de 2015.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1974. Vol. 2.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas** - projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DAMASCENO, Davi Luis Gruhn. **Avaliação da capacidade de carga geotécnica e recalque de estacas Hélice Contínua Monitorada em um edifício de Rio Branco - AC**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2013.

FUGRO in situ. - Execução do ensaio CPT. Disponível em: <<http://www.fugroinsitu.com.br/Ensaio-de-Penetracao-de-Cone-Eletrico-com-Medida-de-Propressao-CPTu.aspx>>. Acesso em março de 2015.

FUNDESP. - Diâmetros equivalentes de estaca tipo raiz. Disponível em: <<http://www.fundesp.com.br/2009/estacasraiz.html>>. Acesso em: maio de 2015.

FÁZFACIL. – Formas usuais de uma sapata isolada. Disponível em: <<http://www.fazfacil.com.br/reforma-construcao/sapatas-da-construcao/>>. Acesso em: março de 2015

FREITAS, Alessandra Conde. **Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias**. 2010. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

HACHICH et. al, Waldemar. **Fundações** - Teoria e prática (2 ed.). São Paulo: Editora Pini. 1998.

INÁCIO Estaqueamento. - Execução de estacas cravadas de concreto armado pré-moldado. Disponível em: <<http://www.inacioestaqueamento.com.br/servicos>>. Acesso em: março de 2015.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**.

2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MANTUANO, Raphael Martins. **Comparação entre os métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MUCHETI, Alexander Silva. **Estacas hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo do comportamento**. 2008. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

MEDEIROS, Heloísa. **Estacas a toda prova**. Revista Técnica. ed. 95. Editora Pini, São Paulo, 2005.

MILITITSKI, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. (2005). **Patologia das fundações**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.

MODULOS Engenharia.- Ensaio de integridade de estacas (PIT). Disponível em:
<http://www.modulusengenharia.com/galeria_8.html?frm_data1=2&frm_data1_type=large>. Acesso em: abril de 2015.

NOGUEIRA, Rogério Carvalho Ribeiro. **Comportamento de Estacas tipo Raiz, Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo de Diabásio**. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

NUERNBERG, Marcos Felipe. **Dimensionamento de fundação profunda do tipo hélice contínua através de métodos semi-empíricos**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

OLIVEIRA, Leticia Marchiori. **Diretrizes para projeto de bloco de concreto armado sobre estacas**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

ROECKER, Rafael B.; SANTOS, Adailton A. **Projeto geotécnico de fundações profundas tipo Estaca Raiz embutida em rocha - Estudo de caso**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2013.

SETE Engenharia. - Sequência executiva de uma estaca tipo hélice contínua: perfuração, concretagem e instalação da armadura. Disponível em <<http://sete.eng.br/estacas-elice-ontinua-onitoradas-1024-servico-10880>>. Acesso em: março de 2015.

SOUZA, Franciele. **Análise Comparativa entre Fundação Rasa e Estaca Raiz para um mesmo Perfil Geotécnico**. 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2010.

TÉCHNE. - Efeito Tschebotarioff. Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/124/artigo287459-3.aspx>>. Acesso em: abril de 2015.

TG Port. - Prova de carga estática. Disponível em: <<http://tgport.com.br/site/index.php/2012-02-10-12-37-08/provas-de-carga>>. Acesso em: maio de 2015.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de Projeto - Investigação de Subsolo - Fundações Superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, ed. 2, Vol. 1.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: - Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, ed. 2, Vol. 2.

ANEXO A

Laudo de sondagem mista SM-X

					Inclinação: Vertical								
Local: <div></div> Florianópolis – SC.													
Sondagem n°: SM-X													
Cota: 10,740													
Diâmetro e método de Perfuração	Cotas (m) e Nivel d'água	Profundidade (m)	Perfil Geológico	Descrição do Material	Resistência a Penetração (S.P.T.)				RQD %	Grau de Alteração	Grau de Fragmentação	Escala: 1/100	
					N° Golpes/30cm								
					Recuperação de Testemunho-%								
					10	20	30	40					
					20	40	60	80					
NW RW	10,310	0,43		Silte arenoso, marrom escuro.								1	
	9,740	1,00		Silte arenoso, variegado.								2	
				Idem, fofo a medianamente compacto.								3	
NW RD	6,930	3,81		Blocos de granito, cinza, medianamente alterado.						0	A3	F4	4
	6,040	4,70		Silte arenoso, variegado, medianamente compacto a muito compacto.									5
NW RW													6
													7
													8
	1,540	9,20		Granito, cinza, muito alterado.									9
BW RD													10
													11
									0	A4	F4		12
													13
													14
													15
	-4,440	15,18		15,18m – Limite da Sondagem.									16
													17
													18
Obs.: a) Trecho revestido ;					Responsável:					<div></div>			
b) NSPT a 8,00m de profundidade = 24/13;													
c) NSPT a 9,00m de profundidade = 19/5.													

Fonte: do autor